

TUGAS AKHIR
DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BAJA KONVENSIONAL
DAN PENERAPAN DESAIN TAHAN GEMPA
DENGAN *STRONG COLOUMN WEAK BEAM*
(STUDI KOMPARASI)

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

Disusun Oleh :

M. ARMIDIZ
No Mhs : 93 310 016

HERU SADMICO
No Mhs : 94 310 145

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
1999

LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR
DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BAJA KONVENSIONAL
DAN PENERAPAN DESAIN TAHAN GEMPA
DENGAN *STRONG COLOUMN WEAK BEAM*
(STUDI KOMPARASI)

Disusun Oleh :

M. ARMIDIZ
No Mhs : 93 310 016

HERU SADMICO
No Mhs : 94 310 145

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

1. **Ir. WIDODO, MSCE, PhD**
Dosen Pembimbing I

2. **Ir. SUHARYATMO, MT**
Dosen Pembimbing II


Tanggal : 15/4/99


Tanggal : 15-4-'99

HALAMAN PERSEMBAHAN

Tugas Akhir ini kupersembahkan untuk :

- 1. Ayahanda dan Ibunda yang senantiasa
memberikan do'anya**
- 2. Kakak dan adikku yang selalu
mendukungku**
- 3. Kepada semua yang aku cintai dan
yang mencintaiku**
- 4. Almamaterku Universitas Islam
Indonesia**

KATA PENGANTAR

Bissmillahirrohmanirrohiim

Assalamu 'alaikum wr. wb.

Dengan mengucapkan puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas akhir ini yang berjudul **Desain Struktur Bangunan Baja Konvensional Dan Penerapan Desain Tahan Gempa Dengan *Strong Coloumn Weak Beam* (Studi Komparasi)**.

Penyusunan Tugas Akhir ini merupakan kewajiban bagi mahasiswa tingkat akhir sebagai salah satu syarat untuk mendapatkan gelar sarjana pada Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Penulis menyadari dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan. Untuk itu penyusun sangat mengharapkan saran serta kritik yang membangun. Tidak lupa penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar – besarnya serta penghargaan kepada yang terhormat :

1. Bapak Ir. Widodo, MSCE, PhD, selaku Dekan pada Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia dan Dosen Pembimbing I.
2. Bapak Ir. H. Tadjuddin BM Aris, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. Suharyatmo, MT, selaku Dosen Pembimbing II.

4. Semua pihak yang sudah membantu hingga selesainya penyusunan Tugas Akhir ini.

Semoga amal baik yang telah diberikan, diterima oleh Allah SWT, serta mendapat balasan yang melimpah.

Akhir kata semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat untuk kita semua.

Wassalamu 'alaikum wr. wb

Yogyakarta, Maret 1999

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN PERSEMBAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR NOTASI	xvi
INTISARI	xx

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Tujuan	3
1.3 Manfaat	3
1.4 Batasan Masalah	3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan	5
2.2 Pembahasan Penelitian Terdahulu	7

2.3 Penelitian yang Akan Dilakukan	8
------------------------------------	---

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan	9
3.1.1 Desain Konvensional	9
3.1.2 Desain Daktil	10
3.2 Kombinasi Pembebanan	11
3.3 Gaya Horisontal Akibat Gempa	12
3.3.1 Gaya Geser (V)	12
3.3.2 Koefisien Gempa Dasar (C)	13
3.3.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)	14
3.3.4 Faktor Jenis Bangunan (K)	14
3.3.5 Berat Total Bangunan (W)	14
3.3.6 Distribusi Gaya Geser Horisontal	14
3.3.7 Evaluasi Periode Getar Struktur dengan Menggunakan Metode <i>Raleigh</i>	15
3.4 Analisa Struktur	15
3.5 Desain Elemen dan Struktur	16
3.5.1 Desain Elemen Secara Konvensional	16
a. Balok	16
b. Kolom	19
c. Panel Zone	22

d. Sambungan Antara Balok dan Kolom	25
e. Sambungan Kolom Kolom	27
f. Pondasi	30
g. Plat Dasar	31
3.5.2 Desain Elemen Secara Daktil	34
a. Balok	34
b. Kolom	38
c. Panel Zone	42
d. Sambungan Antara Balok dan Kolom	45
e. Sambungan Kolom Kolom	47
f. Pondasi	50
g. Plat Dasar	52

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Tempat Penelitian	55
4.2 Waktu Penelitian	55
4.3 Model Struktur	55

BAB V ANALISIS DAN DESAIN

5.1 Perhitungan Pembebanan	58
5.2 Perhitungan Gaya Gempa	59
5.2.1 Berat Bangunan Total	59
5.2.2 Waktu Getar Bangunan (T)	61

5.2.3 Koefisien Gempa Dasar (C)	61
5.2.4 Gaya Horizontal Akibat Gempa	61
5.3 Check Persamaan <i>Raleigh</i> Terhadap Waktu Getar	62
5.4 Perhitungan Konvensional	63
5.4.1 Balok	63
5.4.2 Kolom	67
5.4.3 Panel Zone	73
5.4.4 Sambungan Balok Kolom	75
5.4.5 Sambungan Kolom Kolom	77
5.4.6 Pondasi	81
5.4.7 Plat Dasar	83
5.5 Perencanaan Daktil	88
5.4.1 Balok	88
5.4.2 Kolom	94
5.4.3 Panel Zone	102
5.4.4 Sambungan Balok Kolom	105
5.4.5 Sambungan Kolom Kolom	107
5.4.6 Pondasi	111
5.4.7 Plat Dasar	113

BAB VI HASIL DAN PEMBAHASAN

6.1 Balok	119
-----------	-----

6.2 Kolom	124
6.3 Panel Zone	128
6.4 Sambungan Balok kolom	130
6.5 Sambungan Kolom Kolom	133
6.6 Pondasi	134
6.7 Plat Dasar Kolom	135

BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan	138
7.2 Saran	140
Daftar Pustaka	xxi
Lampiran	xxii

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Mekanisme keruntuhan pada metode konvensional	10
Gambar 3.2	Mekanisme keruntuhan metode daktail dengan <i>strong coloumn weak beam</i>	11
Gambar 3.3	Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 3	13
Gambar 3.4	Balok konvensional	16
Gambar 3.5	Kolom konvensional	20
Gambar 3.6	Panel zone konvensional	23
Gambar 3.7	Perspektif panel zone	25
Gambar 3.8	Sambungan konvensional	26
Gambar 3.9	Sambungan kolom kolom	28
Gambar 3.10	Pondasi dan plat dasar konvensional	30
Gambar 3.11	Diagram tegangan plat dasar kolom	33
Gambar 3.12	Letak sendi plastis	35
Gambar 3.13	Pembagian section pada perhitungan SAP90	35
Gambar 3.14	Momen rencana dan letak sendi plastis	35
Gambar 3.15	Kolom daktail	38
Gambar 3.16	Momen rencana kolom daktail	40
Gambar 3.17	Perspektif panel zone	43
Gambar 3.18	Panel zone metode daktail	43
Gambar 3.19	Sambungan balok dan kolom	46
Gambar 3.20	Momen rencana sambungan balok dan kolom	46

Gambar 3.21	Sambungan kolom kolom	48
Gambar 3.22	Pondasi dan plat dasar	50
Gambar 3.23	Diagram tegangan plat dasar kolom	53
Gambar 4.1	Tampak atas balok dan kolom	57
Gambar 4.2	Tampak depan portal B	56
Gambar 4.3	Profil yang dipergunakan	56
Gambar 5.1	Pembagian beban merata pada portal B	58
Gambar 5.2	Balok konvensional	64
Gambar 5.3	Kolom dan gaya yang bekerja	68
Gambar 5.4	Denah panel zone	73
Gambar 5.5	Panel zone	74
Gambar 5.6	Sambungan konvensional	76
Gambar 5.7	Sambungan kolom kolom	78
Gambar 5.8	Sambungan kolom	80
Gambar 5.9	Pondasi tampak atas dan samping	81
Gambar 5.10	Plat dasar kolom	85
Gambar 5.11	Plat dasar kolom bagian tengah	88
Gambar 5.12	Letak sendi plastis	89
Gambar 5.13	Momen rencana pada sendi plastis	90
Gambar 5.14	Kolom daktail	95
Gambar 5.15	Momen rencana kolom daktail	97
Gambar 5.16	Panel zone	102
Gambar 5.17	Detail panel zone	104

Gambar 5.18	Sambungan balok kolom	105
Gambar 5.19	Sambungan kolom kolom	108
Gambar 5.20	Sambungan kolom	111
Gambar 5.21	Plat dasar kolom	115
Gambar 5.22	Plat dasar kolom	118
Gambar 6.1	Momen balok kiri dan kanan	120
Gambar 6.2	Momen balok tengah	120
Gambar 6.3	Berat profil balok kiri dan kanan	121
Gambar 6.4	Berat profil balok tengah	121
Gambar 6.5	Kontrol kapasitas balok kiri dan kanan	123
Gambar 6.6	Kontrol kapasitas balok tengah	123
Gambar 6.7	Momen kolom kiri dan kanan	125
Gambar 6.8	Momen kolom tengah	125
Gambar 6.9	Berat profil kolom kiri dan kanan	126
Gambar 6.10	Berat profil kolom tengah	126
Gambar 6.11	Kontrol kapasitas kolom kiri dan kanan	128
Gambar 6.12	Kontrol kapasitas kolom tengah	128
Gambar 6.13	Panel zone joint kiri dan kanan	130
Gambar 6.14	Panel zone joint tengah	130
Gambar 6.15	Tebal las sambungan balok kolom kiri dan kanan	131
Gambar 6.16	Tebal las sambungan balok kolom tengah	131
Gambar 6.17	Panjang las sambungan balok kolom kiri dan kanan	132
Gambar 6.18	Panjang las sambungan balok kolom tengah	132

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1	Profil yang direncanakan	59
Tabel 5.2	Berat tiap lantai	61
Tabel 5.3	Gaya geser horisontal	62
Tabel 5.4	Persamaan <i>Raleigh</i>	63
Tabel 5.5	Momen balok akibat kombinasi 3 $[1,05(D + 0,6L \pm E)]$	64
Tabel 5.6	Momen rencana balok	65
Tabel 5.7	Hasil desain balok	67
Tabel 5.8	Gaya aksial dan momen pada kolom	69
Tabel 5.9	Gaya aksial dan momen rencana pada kolom	70
Tabel 5.10	Hasil desain kolom	72
Tabel 5.11	Cek panel zone	75
Tabel 5.12	Perencanaan panel zone	75
Tabel 5.13	Sambungan balok kolom	77
Tabel 5.14	Sambungan kolom kolom	81
Tabel 5.15	Letak sendi plastis sebelah kiri dari balok	90
Tabel 5.16	Letak sendi plastis sebelah kanan dari balok	90
Tabel 5.17	Momen rencana pada tiap elemen	91
Tabel 5.18	Momen rencana balok	92
Tabel 5.19	Hasil desain balok	94
Tabel 5.20	Momen pada sendi plastis	96
Tabel 5.21	Kekakuan kolom	98

Tabel 5.22	Momen dan gaya aksial rencana	99
Tabel 5.23	Perhitungan kolom daktail	102
Tabel 5.24	Cek panel zone untuk semua tingkat	104
Tabel 5.25	Perencanaan panel zone	105
Tabel 5.26	Momen desain sambungan balok dan kolom	106
Tabel 5.27	Tebal las dan panjangnya	107
Tabel 5.28	Sambungan kolom kolom	110
Tabel 6.1	Momen rencana dan profil balok	119
Tabel 6.2	Rasio kapasitas momen	122
Tabel 6.3	Momen rencana dan profil kolom	124
Tabel 6.4	Kontrol kapasitas	127
Tabel 6.5	Luas perencanaan panel zone	129
Tabel 6.6	Tebal las dan panjang las untuk sambungan balok kolom	131
Tabel 6.7	Sambungan kolom kolom	134
Tabel 6.8	Hasil perencanaan pondasi	135
Tabel 6.9	Hasil perencanaan plat dasar	136
Tabel 6.10	Perbandingan metode daktail dan konvensional	137

DAFTAR NOTASI

A_g	= luas butto penampang
A_s	= luas tampang profil
b_f	= lebar sayap profil
C	= koefisien gempa dasar
c_b	= koefisien bending
c_w	= konstanta lengkungan puntir
d	= tinggi profil
D	= beban mati (<i>death load</i>)
d_b	= tinggi profil balok
d_k	= tinggi profil kolom
DMF	= faktor pembesaran dinamis
d_w	= tinggi netto profil
E	= beban gempa (<i>Earthquake load</i>)
E	= modulus elastisitas baja
F	= gaya geser horisontal akibat gaya gempa
f'_c	= kekuatan tekan beton umur 28 hari
f_{cr}	= tegangan kritis pada kondisi tekan
F_r	= tegangan sisa tekan dalam flens
F_y	= kekutan baja
G	= modulus elastis geser

g	= percepatan gravitasi
H	= tinggi total bangunan
h	= tinggi efektif profil
h_i	= tinggi lantai ke- i terhadap lantai dasar
h_n	= tinggi bersih kolom
I	= faktor keutamaan gedung
I_x	= momen inersia arah $X - X$
I_y	= momen inersia arah $Y - Y$
J	= konstanta puntir
K	= faktor jenis struktur
L	= beban hidup (<i>live load</i>)
l	= panjang bentang elemen
L_{ba}	= bentang balok sisi kanan
L_{bi}	= bentang balok sisi kiri
L_{nba}	= bentang antar sendi plastis pada balok kanan
L_{nbi}	= bentang antar sendi plastis pada balok kiri
L_p	= panjang penopang lateral maksimum
L_r	= panjang tanpa penopang
L_w	= panjang las fillet
M	= momen puntir beban layanan terdistribusi merata
M_{ba}	= momen plastis balok kanan
M_{bi}	= momen plastis balok kiri
M_{ka}	= momen kolom sisi atas

Mkb	= momen kolom sisi bawah
Mn	= kekuatan momen nominal
Mp	= momen plastis
Mr	= kekuatan momen pada serat terluar
Mra	= momen rencana sisi kanan
Mri	= momen rencana sisi kiri
Mu	= momen akibat beban yang bekerja pada elemen
Pn	= kekuatan nominal elemen tekan yang dibebani aksial
Pu	= gaya aksial terfaktor
Puf1	= gaya geser akibat momen pada balok kiri
Puf2	= gaya geser akibat momen pada balok kanan
Rn	= kekuatan rekasi sambungan nominal
Rnw	= kekuatan nominal las per in panjang
rx	= jari – jari girasi profil terhadap sumbu X
ry	= jari – jari girasi profil terhadap sumbu Y
SM	= safety margin
Sx	= modulus elastis profil ($I_x/(d/2)$)
Sy	= modulus elastis profil ($I_y/(d/2)$)
T	= waktu getar alami gedung
tf	= tebal sayap profil
Tu	= beban tarik terfaktor
tw	= tebal badan profil

V	= gaya geser akibat gaya gempa
W_i	= berat lantai ke- i
W_t	= berat total bangunan
X	= jarak dari as kolom ke sendi plastis
X_1	= konstanta
X_2	= konstanta
Z_x	= modulus plastis profil arah X
Z_y	= modulus plastis profil arah Y
α	= rasio kekakuan kolom
β	= faktor reduksi untuk balok daktail
Φ	= faktor beban
λ_c	= parameter kerampingan untuk elemen tekan

INTISARI

Pada bangunan baja yang dirancang secara konvensional kekuatan antara balok dan kolomnya cenderung sama. Apabila beban – beban gempa, angin, dan berat sendiri bekerja pada struktur maka sistim disipasi energi tidak direncanakan secara jelas. Apabila kolom lebih lemah dibandingkan dengan balok maka mekanisme keruntuhan kolom mungkin terjadi, yang akan mengakibatkan timbulnya *secondary moment* akibat efek P-delta dan menyebabkan keruntuhan total pada struktur tersebut.

Penelitian tentang bangunan baja yang dapat mengatasi problem seperti tersebut di atas, sudah dilakukan dan hasilnya disajikan dalam naskah tugas akhir ini. Pada penelitian ini metode daktail digunakan, dengan menerapkan *strong coloumn weak beam* untuk merencanakan terjadinya sendi plastis terletak pada balok. Penelitian ini dilaksanakan pada daerah gempa III, pondasi terletak pada tanah keras dengan mempergunakan pondasi telapak, mutu beton 35 Mpa, dan mempergunakan profil baja W berdasarkan tabel AISC LRFD (W_{36}).

Hasil dari penelitian tersebut menunjukkan bahwa ukuran balok struktur daktail lebih kecil dibandingkan dengan struktur konvensional sebesar 13,75%. Kolomnya lebih besar dibandingkan dengan metode konvensional sebesar 9,01%. Tetapi dari total berat struktur, metode daktail cenderung lebih hemat 3,82% dan letak sendi plastis pada struktur daktail sudah direncanakan secara pasti. Dapat diambil kesimpulan bahwa metode daktail lebih ekonomis dan lebih aman daripada metode konvensional.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Dewasa ini pembangunan gedung bertingkat banyak merupakan pemecahan terhadap masalah konsentrasi penduduk yang padat, karena kelangkaan tanah dan harga tanah yang mahal di kota-kota besar. Pembangunan gedung bertingkat banyak semakin berkembang terutama di kota-kota besar di Indonesia.

Indonesia merupakan negara yang potensial terjadi gempa karena dilalui oleh dua jalur gempa yaitu *Circum Pacific Earthquake Belt* (melalui Sulawesi Utara, kepulauan Maluku dan Irian Jaya) dan *Trans Asiatic Earthquake Belt* (melalui Sumatra, Jawa, Nusa Tenggara dan Irian Jaya). Getaran yang diakibatkan gempa bumi sangat berpengaruh terhadap bangunan teknik sipil, khususnya gempa bumi tektonik yang menyebabkan keruntuhan struktur pada gedung-gedung bertingkat.

Kekuatan struktur bangunan merupakan suatu unsur yang sangat penting pada desain bangunan tahan gempa. Salah satu struktur bangunan yang mengalami kerusakan struktur akibat beban gempa adalah balok dan kolom. Balok berfungsi menahan beban plat dan beban di atasnya yang kemudian diredam oleh kolom.

Struktur kolom pada gedung bertingkat harus mempunyai struktur yang kuat untuk menahan beban aksial, momen dan termasuk beban gempa. Kurangnya kekuatan elemen struktur utama menyebabkan kerusakan bangunan yang lebih parah apabila detail elemen struktur bersifat getas (*non ductile*).

Faktor-faktor yang mempengaruhi daktilitas adalah dimensi pada balok dan kolom. Pendimensian struktur balok dan kolom diusahakan dengan *strong column weak beam* (kolom diperkuat dan balok dilemahkan), apabila ada gaya gempa diharapkan balok akan mengalami keruntuhan terlebih dahulu sehingga akan mengurangi mekanisme runtuh pada kolom. Kondisi tersebut yang baik untuk bangunan tahan gempa.

Perencanaan bangunan tahan gempa banyak dilakukan secara konvensional, yaitu perencanaan yang berdasarkan momen yang terjadi pada ujung balok, sehingga hal ini mengakibatkan dispersi energi yang tidak jelas (mekanisme keruntuhan struktur bangunan bila terjadi gempa tidak dapat diketahui). Dengan perencanaan secara daktil, yaitu perencanaan yang berdasarkan momen kapasitas plastis dari penampang, sehingga mekanisme runtuh suatu bangunan dapat direncanakan berdasarkan sendi plastis yang terjadi pada balok.

Pemilihan bahan untuk bangunan tahan gempa pada umumnya berdasarkan tinggi bangunan. Bangunan yang sangat tinggi (*sky rise*) umumnya dipakai struktur baja karena struktur beton mempunyai problem terhadap berat sendiri. Bangunan tinggi tahan gempa di Indonesia belum banyak yang

menggunakan struktur baja hal ini dikarenakan belum jelasnya Peraturan Baja Indonesia (PBI) untuk bangunan tahan gempa.

1.2 Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah merencanakan bangunan struktur tahan gempa secara konvensional dan secara daktail dengan *strong coloumn weak beam*.

1.3 Manfaat

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah untuk mendapatkan desain struktur bangunan baja tahan gempa yang efisien dalam pemilihan profil dan aman terhadap struktur.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Hubungan balok dan kolom kaku sempurna.
2. Bangunan yang direncanakan merupakan portal melintang dua dimensi.
3. Untuk analisa mekanika dengan program *SAP90*, digunakan program frame dua dimensi dengan pembebanan statis.
4. Merupakan portal bergoyang dan tanpa pengaku.
5. Dinding geser tidak diperhitungkan untuk menahan gaya horisontal.
6. Pondasi terletak pada tanah keras dan ditinjau sebagai jepit.
7. Pondasi yang digunakan adalah pondasi telapak
8. Pemilihan profil berdasarkan AISC dengan metoda *Load Resistance Factor Design (LRFD)*.

9. Harga DMF (*dynamic magnification factor*) untuk peraturan baja sehingga harga DMF ini diambil sama dengan pembesaran dinamis pada struktur beton (SK –SNI- T- 1991-03) yaitu sebesar 1,3.
10. Balok dianggap kompak penuh.
11. Terbatasnya literatur serta biaya dan waktu maka perencanaan hanya ditinjau pada satu portal saja

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Perencanaan struktur baja banyak digunakan sebagai bahan penelitian untuk mencari metode yang paling praktis dan efisien baik dari segi ekonomi ataupun dari segi struktur. Penelitian ini dilakukan untuk mencari metode yang terbaik dari metode sebelumnya. Karena dalam perencanaan banyak acuan dan metode yang dipakai misal dengan acuan AISC, PPBBG maupun SK-SNI 1993. Dan metode yang sering dipakai adalah metode konvensional yang belum diketahui keamanannya dari bahaya gempa. Sehingga dalam tugas akhir ini mencoba membandingkan metode konvensional dengan metode daktail pada rangka portal baja.

Beberapa tugas akhir yang menjadi literatur adalah:

1. **Sri Subekti pertiwi dan Ari Sukraningrum, 1998**

✓ *Dasar teori*

Meneliti tentang **"Studi komparasi terhadap desain struktur rangka atap baja dengan pemodelan sebagai rangka batang dan portal"**. Penulis ini melakukan penelitian terhadap struktur baja hanya dengan menggunakan metode konvensional tidak mencoba menggunakan metode lainnya sebagai perbandingan. Metode tersebut hanya dipergunakan untuk rangka atap dan tidak dipergunakan untuk elemen

struktur yang lain, misalnya untuk balok maupun kolom. Pada judul tersebut baja hanya digunakan untuk menahan beban-beban statik ekuivalen dan tidak memperhitungkan adanya gaya gempa yang bekerja pada struktur tersebut.

2. **Akbar Hari Susanto dan Dezy Patwoko, 1998.**

Penelitiannya yang berjudul **“Studi literatur kekuatan kolom baja terhadap pembebanan eksentris pada kondisi tekuk inelastis”**. Metode yang dipergunakan oleh Akbar dan Dezy adalah metode elastis sebagai literatur penulisan, sedangkan struktur yang ditinjau adalah kekuatan kolom dengan menggunakan struktur baja yang mempunyai daktilitas tinggi, sehingga metode yang dipakai kurang tepat bila menggunakan metode konvensional. Metode yang cukup baik dalam perencanaan struktur baja adalah metode daktil. Perhitungan terhadap kolom hanya memperhitungkan akibat gaya aksial dan pengaruh tekuk terhadap gaya aksial tersebut. Tidak memperhitungkan gaya-gaya lain yang bekerja pada elemen tersebut, misalnya gaya horizontal atau gaya gempa.

3. **Sugeng Siswali dan Nurhayanto, 1995.**

Menulis tugas akhir dengan judul **“Optimasi berat minimum profil pada portal sederhana struktur baja plastis”**. Pada tugas akhir tersebut metode yang dipakai adalah metode plastis. Metode ini lebih

baik dibandingkan dengan dua tugas akhir sebelumnya. Struktur yang ditinjau berupa portal dua lantai. Sehingga perlu penelitian/perancangan lebih lanjut untuk struktur yang bertingkat banyak (> 10 lantai). Berat total pembebanan hanya berdasarkan berat total profil sedangkan beban lateral belum diperhitungkan sebagai beban yang bekerja pada profil. Sebagai perbandingan perlu dicoba metode perencanaan yang lain misalnya dengan membandingkan metode konvensional dan metode daktail.

2.2 Pembahasan Penelitian Terdahulu

Dari penelitian yang terdahulu dapat diambil kesimpulan sbb:

1. Metode yang dipakai metode konvensional dan tidak memperhitungkan metode yang lain. Sehingga perlu diperhitungkan metode yang diharapkan bisa mengurangi kegagalan struktur akibat gaya gempa. Yaitu metode daktail yang memanfaatkan batas lentur dari elemen.
2. Elemen yang ditinjau hanya sebagian, tidak memperhitungkan elemen secara keseluruhan dan jika ditinjau keseluruhan hanya merupakan portal dua lantai sehingga perlu pembahasan bangunan yang bertingkat banyak (> 10 lantai) dengan metode daktail.
3. Struktur di atas hanya memperhitungkan gaya aksial. Sehingga perlu diadakan perancangan bangunan dengan beban yang bekerja yaitu gaya lateral, gaya aksial, gaya gempa.

4. Dengan dipergunakannya metode konvensional berarti perhitungan elemen struktur jarang diperhitungkan untuk elemen kolom yang diperkuat dan balok lemah atau *strong coloumn weak beam*. Sehingga sebaiknya digunakan metode daktail untuk perhitungan *strong coloumn weak beam*.

2.3 Kesimpulan

Dengan adanya permasalahan/kekurangan pada penelitian sebelumnya, maka pada tugas akhir ini mencoba untuk mencari pemecahan masalah yang ada dengan cara sebagai berikut:

1. Struktur yang dipilih dengan rangka baja, karena rangka baja mempunyai daktilitas yang lebih tinggi, komponennya mempunyai bentuk standar dan kekuatannya yang sangat tinggi.
2. Metode yang dipakai menggunakan metode *ductile design* untuk membandingkan metode konvensional pada penulisan tersebut di atas.
3. Kolom didesain untuk menahan gaya gempa dengan *strong coloumn weak beam*. Bertujuan untuk membandingkan dimensi kolom yang terjadi dengan cara konvensional.

BAB III

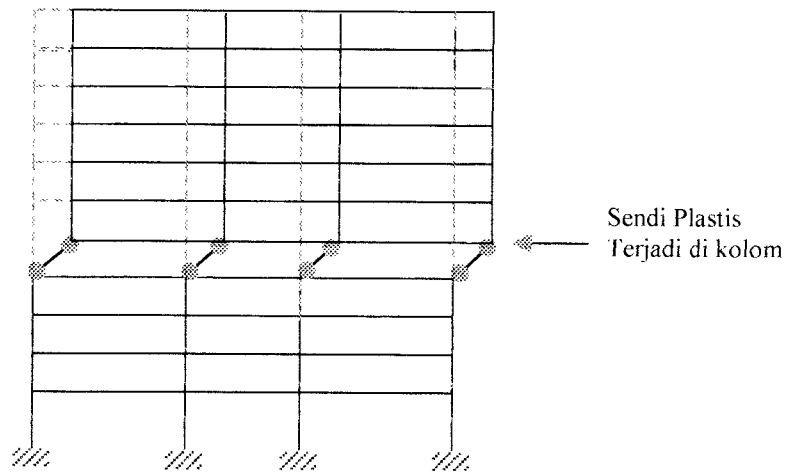
LANDASAN TEORI

3.1. Pendahuluan

3.1.1. Desain Konvensional

Perencanaan secara konvensional untuk bangunan tahan gempa, terjadinya sendi plastis dapat terjadi pada balok maupun kolom. Bila sendi plastis tersebut terjadi di kolom maka struktur bangunan akan berubah seperti pada Gambar 3.1. Kekuatan antara balok dan kolom relatif sama, sedangkan kolom menerima gaya lebih banyak daripada balok. Balok menerima gaya akibat momen yang bekerja sedangkan pada kolom menerima gaya akibat momen dan juga aksial akibat beban yang bekerja di atasnya.

Sendi plastis pada kolom akan mengakibatkan kerusakan pada kolom sebelum balok bekerja secara maksimum terhadap momen yang bekerja. Sehingga kolom rusak tersebut akan menyebabkan keruntuhan yang mendadak terhadap struktur, seperti terlihat pada Gambar 3.1.

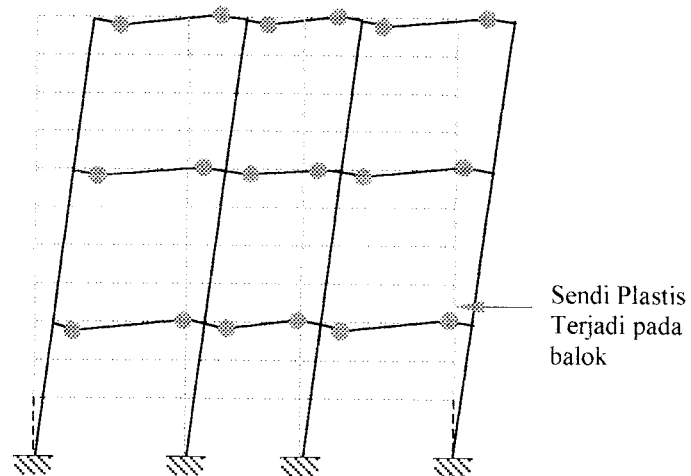


Gambar 3.1. Mekanisme keruntuhan pada kolom

3.1.2. Desain Daktail

Pada desain daktail dipergunakan prinsip *strong coloumn weak beam* (balok lemah dan kolom yang diperkuat), maksudnya balok dibuat lebih lemah daripada balok, supaya bila terjadi gaya gempa maka akan terbentuk sendi – sendi plastis pada balok, seperti terlihat pada Gambar 3.2. Balok akan runtuh terlebih dahulu dibandingkan kolom setelah balok bekerja menahan beban maksimum akibat gaya gempa, kemudian terbentuk sendi – sendi plastis pada balok.

Mekanisme keruntuhan pada metode daktail direncanakan terjadi pada balok, sehingga keruntuhan struktur yang bersifat mendadak akibat gaya gempa bisa dihindari, seperti terlihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2. Mekanisme keruntuhan metode daktail
dengan *strong coloumn weak beam*

3.2 Kombinasi Pembebanan

Menurut *AISC Load & Resistance Factor Design*, struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap kombinasi beberapa pembebanan.

Pembebanan berdasarkan kondisi bangunan di Indonesia yaitu sebagai berikut

$$1,2.D + 1,6.L \quad (3.1)$$

$$0,9.D \pm 1,0.E \quad (3.2)$$

$$1,05 (D \pm 0,6L \pm E) \quad (3.3)$$

dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup, E adalah beban gempa.

Adapun gaya – gaya yang bekerja pada struktur adalah:

- a. Beban hidup pada atap
- b. Beban mati atap terdiri dari: balok atap, plat, plafon
- c. Beban hidup pada lantai untuk apartemen = 250 kg/m^2 (PBI 1983).
- d. Beban mati pada lantai yaitu : balok, plat plafon, tegel, pasir, spesi, dinding,

Faktor reduksi kekuatan

Menurut AISC *LRFD*, faktor beban ditentukan sebagai berikut :

$\phi = 0,9$ untuk regangan leleh

$\phi = 0,75$ untuk regangan patah

$\phi = 0,85$ untuk gaya tekan

$\phi = 0,9$ untuk lentur

$\phi = 0,9$ untuk geser leleh

3.3 Gaya Horizontal Akibat Gempa

Gempa merupakan salah satu beban yang diperhitungkan dalam pendimensian struktur bangunan, karena beban yang ditimbulkan membahayakan terhadap bangunan terutama untuk daerah rawan gempa.

3.3.1 Gaya Geser (V)

Dalam menentukan gaya geser akibat beban gempa maka variabel yang diperhitungkan adalah:

- a. *Physical properties* struktur yang meliputi berat total struktur (W), tinggi tiap tingkat,
- b. jenis lapisan tanah lokasi dan golongan daerah resiko gempa,

- c. faktor keutamaan gedung (I),
- d. faktor jenis struktur.

Besar gaya geser V yang diperhitungkan akibat beban gempa adalah

$$V = C.I.K.W_t \quad (3.4)$$

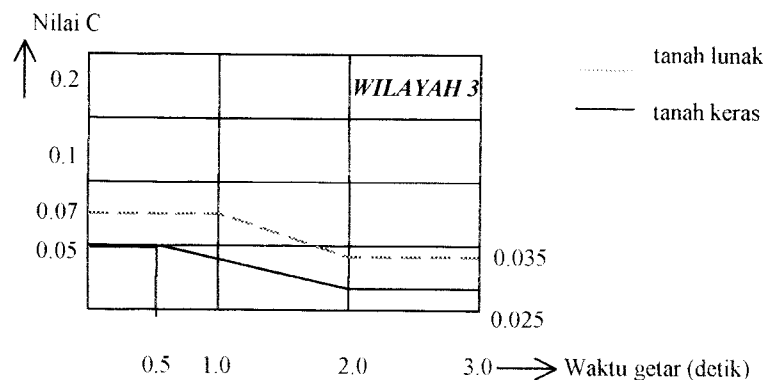
Untuk struktur gedung berupa portal-portal baja tanpa pengaku batas simpangannya adalah

$$T = 0,085H^{3/4} \quad (3.5)$$

C adalah koefisien gempa dasar, T adalah waktu getar, H adalah tinggi gedung dan B adalah lebar gedung.

3.3.2 Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat.



Gambar 3.3 Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 3

Penentuan nilai C berdasarkan pada Pedoman Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, seperti Gambar 3.3. Perhitungan nilai C berdasarkan jenis tanah dan waktu getar rencana pada gedung.

3.3.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Tingkat kepentingan suatu struktur terhadap bahaya gempa berbeda tergantung fungsinya. Oleh karena itu semakin penting struktur, semakin besar perlindungan yang diberikan.

3.3.4 Faktor Jenis Bangunan (K)

Faktor jenis bangunan (K) merupakan konstanta yang menggambarkan respon inelastik struktur akibat bekerjanya beban gempa, merupakan fungsi dari tipe struktur dan kemampuan daktilitas bahan dari komponen struktur yang berfungsi sebagai pemencar energi. Makin tinggi nilai K makin rendah kemampuan daktilitasnya.

3.3.5 Berat Total Bangunan (W)

Merupakan berat total dari semua elemen yang tetap di tempat misalnya *ducting AC*, *ceiling*, partisi ditambah dengan beban hidup.

3.3.6. Distribusi Gaya Geser Horisontal

Untuk $H/B < 3$, maka gaya geser horisontal (F_i) akibat gempa sepanjang tinggi gedung dihitung dengan Persamaan (3.6.a). jika $H/B > 3$ maka 90 % beban didistribusikan ke seluruh tingkat dan 10 % beban lainnya ditambahkan pada tingkat atas, ditunjukkan oleh Persamaan (3.6.b) dan (3.6.c) sebagai berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.6.a)$$

$$F = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.6.b)$$

$$F_{atap} = 0,1V \quad (3.6.c)$$

W_i adalah berat tingkat pada tingkat i , h_i adalah tinggi tingkat i dari muka tanah.

3.3.7. Evaluasi Periode Getar Struktur dengan Menggunakan Metode *Ruleigh*

Waktu getar alami struktur gedung T , menggunakan persamaan Rayleigh, yaitu

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.7)$$

dengan W_i adalah berat struktur pada lantai ke- i , d_i^2 merupakan simpangan horisontal gedung pada lantai ke- i , g adalah percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$), F_i adalah gaya gempa pada lantai ke- i dan $T_{ruleigh}$ harus mendekati T rencana sebesar 80 % - 120 %.

3.4. Analisa Struktur

Analisa stuktur dapat dihitung dengan mempergunakan metode – metode klasik seperti *Takabeya*, *Kani*, *Clapeyron* atau dengan mempergunakan metode sistematis seperti metode *matriks* dan *Finite element* (Metode elemen hingga).

Pada analisa struktur dengan mempergunakan metode – metode tersebut dilakukan dengan cara manual. Dewasa ini sudah banyak *software* yang

beredar seperti *ETABS*, *MicroFeap*, *SAP90* yang akan membantu perhitungan analisa struktur dengan cepat dan akurasinya cukup tinggi.

Pada tugas akhir ini mempergunakan program komputer *dengan software SAP90*, yang menggunakan prinsip dasar *Finite element*. Dipergunakan *SAP90* pada tugas akhir ini karena cukup mudah dipelajari.

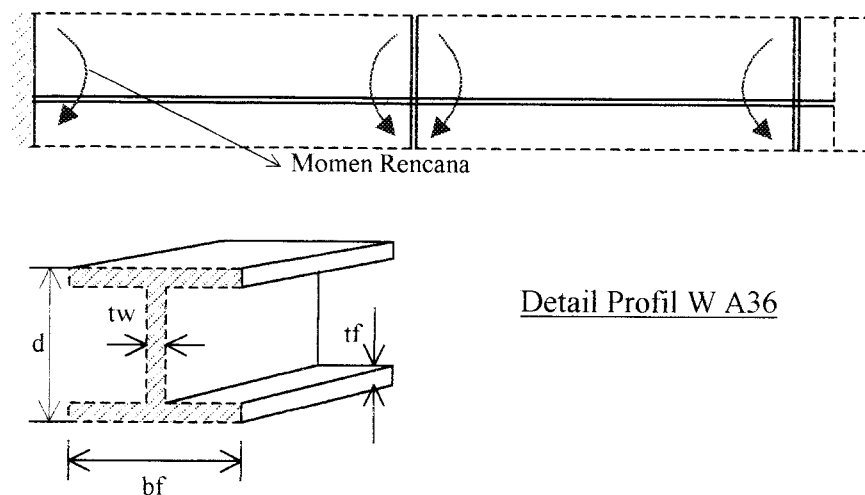
3.5. Desain Elemen dan Struktur

3.5.1. Desain Elemen Secara Konvensional

a. Perencanaan Balok

Perencanaan balok secara konvensional perencanaan balok dengan momen yang dipergunakan adalah momen-momen ujung balok, seperti terlihat pada Gambar 3.4. Sehingga perencanaannya ditinjau sebagai baja murni, karena untuk elemen dengan ujung terjepit maka momen pada ujung adalah momen negatif. Dalam batasan masalah telah diketahui bahwa penampang yang dipakai adalah penampang kompak.

Perencanaan dilaksanakan per 4 lantai. Dan momen rencana yang diambil adalah yang terbesar pada empat lantai tersebut.



Gambar 3.4 Balok Konvensional

Dari perhitungan mekanika didapat momen ultimit sebagai momen perencanaan pemilihan profil awal berdasarkan Pers (3.8)

$$S_x = \frac{Mu}{F_b} \quad h = \frac{1}{24} Lb \quad (3.8)$$

dengan S_x adalah modulus penampang pada arah $x - x$, F_b adalah tegangan ijin baja, h merupakan tinggi profil rencana dan Lb adalah panjang bentang balok.

Selanjutnya kontrol nilai jari – jari r_y terhadap jari – jari minimum r_{ymin} , bila $r_y \geq r_{ymin}$ berarti asumsi benar, nilai r_{ymin} yaitu

$$r_{y \min} = Lb \sqrt{\frac{F_y}{300}} \quad (3.9)$$

Pada kondisi $r_y \geq r_{ymin}$ maka M_n sama dengan M_p dan nilai M_n dapat dihitung dengan Persamaan (3.10)

$$M_n = M_p = \frac{\phi \cdot Z_x \cdot F_y}{Mr} \quad (3.10)$$

dengan M_n adalah momen nominal pada balok, M_p merupakan momen plastis, Z_x ialah modulus plastis, F_y adalah tegangan baja dan Mr merupakan momen yang dipergunakan untuk perencanaan.

Jika $r_y \leq r_{ymin}$ berarti asumsi salah, sehingga dipakai r_y . Selanjutnya dilakukan perhitungan panjang efektif balok dengan Persamaan (3.11)

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (3.11)$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{\left(1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}\right)} \quad (3.12)$$

dengan L_p adalah panjang pertambahan untuk kondisi bahan plastis, L_r adalah panjang pertambahan lateral untuk *inelastic lateral torsional buckling*, X_1 dan X_2 adalah faktor buckling balok serta F_r merupakan tegangan residu pada sayap.

Dengan nilai-nilai dari X_1 dan X_2 dapat dicari dengan rumus

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \quad (3.13)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right) \quad (3.14)$$

dengan E adalah modulus elastisitas baja (29000 ksi), G merupakan modulus geser baja, J adalah konstanta torsi, A adalah luas tampang profil, C_w adalah *warping constant* serta I_y adalah momen inersia arah $Y - Y$.

Sedangkan nilai-nilai J , C_w untuk baja profil I dihitung sebagai berikut

$$J = \frac{t_f^2}{3(2 \cdot b_f \cdot t_f + d_w \cdot t_w - 0,75 \cdot t_w)} \quad (3.15)$$

$$c_w = \frac{I_y^2}{4} \quad (3.16)$$

dengan t_f adalah tebal sayap profil, b_f lebar sayap, d_w merupakan tinggi dari badan profil, t_w adalah tebal badan.

Mn pada kondisi $r_y \leq r_{ymin}$, juga perlu dikontrol panjang efektifnya, Jika $L_p < L_b < L_r$ maka nilai Mn dapat dihitung dengan Persamaan (3.17) sebagai berikut :

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad (3.17)$$

dengan

$$M_r = (I_y - I_r) \cdot S_x \quad (3.18)$$

dengan Mr adalah momen buckling.

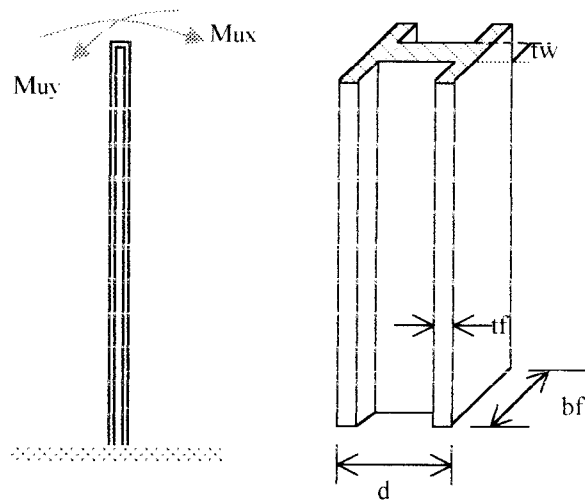
Apabila nilai dari $L_b > L_r$ maka Mn dapat dihitung dengan persamaan

$$M_{cr} = C_b \pi \sqrt{\left(\frac{E I_y G J}{L_b} + \frac{(\pi E)^2 I_y C_w}{L_b} \right)} \leq M_p \quad (3.19)$$

b. Perencanaan Kolom

Analisa struktur pada kolom ditinjau sebagai balok kolom karena kolom tersebut menerima gaya aksial dan gaya lentur yang bekerja secara bersama – sama. Gaya – gaya yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 3.5.

Perencanaan dilakukan tiap empat lantai dengan perbedaan antara kolom tengah dan kolom tepi.



Gambar 3.5. Kolom konvensional

Panjang efektif kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$GA = \frac{\sum \left(\frac{I_{ca}}{L_{ca}} \right)}{\sum \left(\frac{I_{ba}}{L_{ba}} \right)} \quad (3.20)$$

$$Gb = \frac{\sum \left(\frac{I_{cb}}{L_{cb}} \right)}{\sum \left(\frac{I_{bb}}{L_{bb}} \right)} \quad (3.21)$$

dengan I_{ca} adalah momen inersia kolom atas, L_{ca} adalah panjang kolom atas, I_{ba} adalah momen inersia balok atas, L_{ba} adalah panjang balok atas,

I_{cb} adalah momen inersia kolom bawah, L_{cb} adalah panjang kolom bawah, I_{bb} adalah momen inersia balok bawah, L_{ba} adalah panjang balok bawah.

Selanjutnya dapat dicari angka kekakuan (k) berdasarkan nomogram 3.1 pada *AISC LRFD* hal 3 – 6 dan untuk portal tidak bergoyang tanpa pengaku harga $C_m = 0,85$. Untuk kapasitas tampang terhadap gaya – gaya luar yang bekerja , kelangsingan kolom λ_c dapat dihitung dengan persamaan

$$\lambda_c = \frac{k \cdot l}{r \pi} \left(\frac{\sqrt{F_y}}{E} \right) < 1,5 \quad (3.22)$$

tegangan yang terjadi F_{cr} pada tampang tersebut

$$F_{cr} = 0,685^{\lambda_c} \cdot F_y \quad (3.23)$$

Gaya aksial P_n pada tampang

$$P_n = A_g \cdot F_{cr} \quad (3.24)$$

dengan A_g adalah luas tampang profil.

Untuk mengeliminasi faktor panjang efektif k terhadap kekuatan tekan P_n untuk *Load and Resistance Factor Design* dalam LRFD III menggunakan bentuk berikut ini untuk momen lentur dan gaya tekan

untuk $P_u / \phi_c P_n < 0,2$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1,0 \quad (3.25)$$

untuk $P_u / \phi_c P_n \geq 0,2$

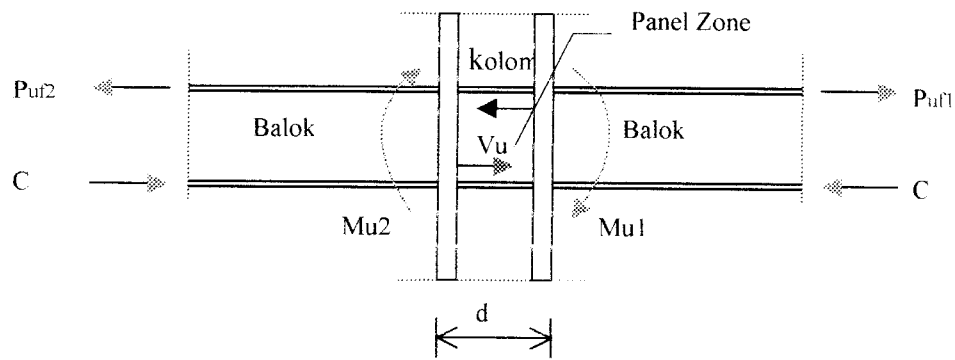
$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8(M_u)}{9 \phi_b M_n} \leq 1,0 \quad (3.26)$$

dengan P_u adalah beban tekan aksial terfaktor, P_n adalah kekuatan tekan nominal dengan anggapan batang hanya dibebani beban tekan aksial saja (lihat pers.3.24), ϕ_c adalah faktor reduksi kekuatan untuk batang tekan, ϕ_b adalah faktor reduksi kekuatan untuk batang fleksural, M_u adalah momen lentur terfaktor, M_n adalah kekuatan momen nominal untuk lentur (lihat Pers.3.10 – 3.17).

Jika pada Persamaan 3.25 dan 3.26 tidak memenuhi syarat atau lebih besar dari 1 maka perencanaan diulangi.

c. Panel Zone

Panel zone dipergunakan untuk menahan gaya tarik pada sayap kolom, diakibatkan oleh momen yang bekerja pada balok. Dan untuk menjaga agar joint tetap elastis pada umumnya perencanaan panel zone ini diperkuat dengan *double plate* yang dipasang tegak lurus dengan flens kolom dan sejajar dengan flens balok, sehingga bila terjadi gaya gempa maka sudut antara balok dan kolom tetap 90° , seperti terlihat pada gambar 3.6.



Gambar 3.6. Panel zone konvensional

Gaya tarik terjadi pada profil balok akibat momen yang bekerja dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$P_{uf\ 1} = \frac{Mu\ 1}{d} \quad (3.27)$$

$$P_{uf\ 2} = \frac{Mu\ 2}{d} \quad (3.28)$$

P_{uf1} adalah gaya tarik akibat $Mu1$ dan P_{uf2} adalah gaya tarik akibat $Mu2$, $Mu1$ adalah momen yang terjadi pada kiri kolom dan $Mu2$ adalah momen yang terjadi pada kanan kolom sedangkan d adalah tinggi balok untuk masing – masing balok.

Selanjutnya kontrol terhadap lokal bending pada sayap kolom dengan persamaan sebagai berikut

$$\phi R_n = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot F_{yf} > P_{uf} \quad (3.29)$$

dengan ϕR_n adalah kekuatan profil terhadap lokal bending.

Selain kontrol terhadap lokal bending pada sayap kolom juga perlu dilakukan kontrol terhadap lokal bending pada badan kolom dengan persamaan

$$\phi R_n = \phi(5k + t_{fb})F_y.t_{wc} \leq P_{uf1} + P_{uf2} \quad (3.30)$$

dengan k adalah parameter kelangsingan, t_{fb} adalah tebal sayap balok dan t_{wc} adalah tebal badan kolom.

Bila $\phi R_n > P_{uf}$ maka kolom tidak memerlukan panel zone, karena kolom mampu menerima gaya tarik (di sayap maupun di badan) akibat momen yang bekerja pada ujung balok.

Bila $\phi R_n < P_{uf}$ maka kolom memerlukan panel zone, sehingga direncanakanlah panel zone dengan menggunakan pengaku tekan terhadap pelelehan badan lokal dengan luas yang diperlukan ($A_{st\text{ perlu}}$) adalah

$$A_{st\text{ perlu}} = \frac{\phi.b_{fb}.t_{fb}.F_y - \phi(5k + t_{fb})F_y.t_{wc}}{F_y} \quad (3.31)$$

dengan b_{fb} adalah lebar sayap balok.

Selanjutnya lebar pengaku dan tebal pengaku yang diperlukan untuk panel zone adalah

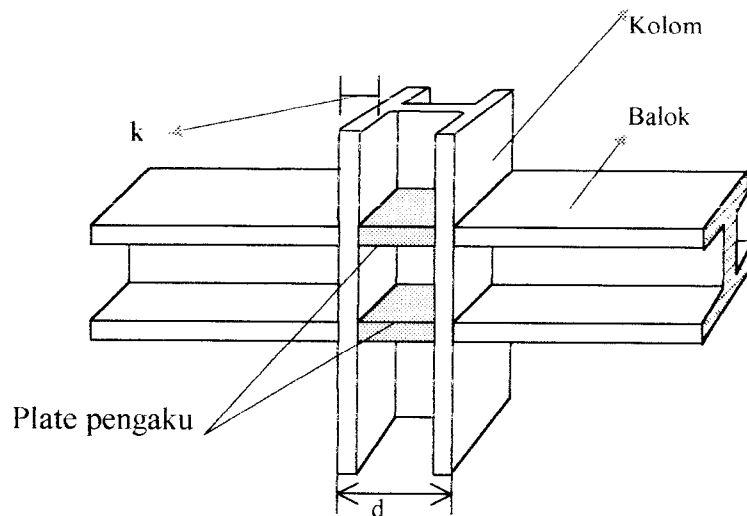
$$b_{\min} = \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \quad (3.32)$$

$$t_{s\min} = \frac{t_{fb}}{2} \quad (3.33)$$

dengan b_{min} adalah lebar minimum yang diperlukan, t_{min} adalah tebal minimum yang diperlukan.

Nilai yang didapat dari persamaan di atas adalah luas hasil desain untuk panel zone yang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

$$b_{min} \cdot t_{min} > A_{stperlu} \quad (3.34)$$



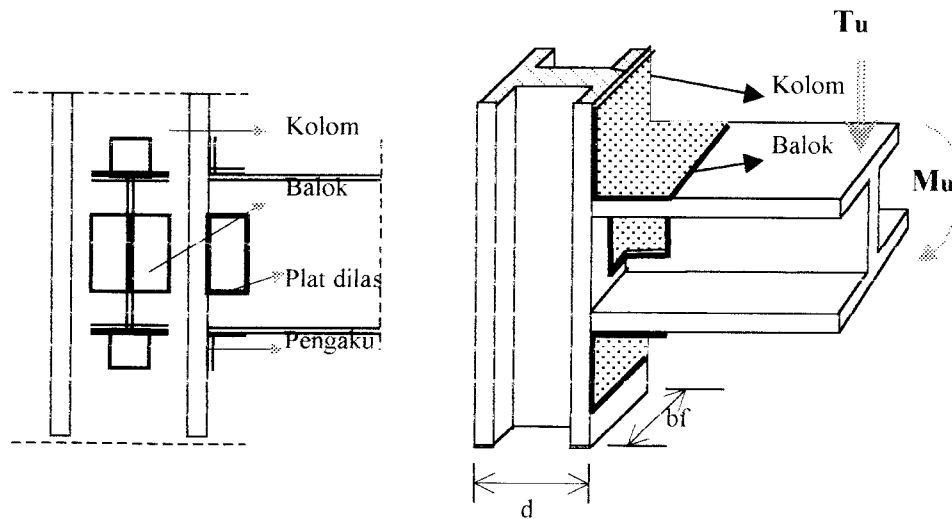
Gambar 3.7 perspektif Panel Zone

d. Sambungan antara Balok dan Kolom

Perhitungan sambungan dihitung tiap 4 lantai, baik pada kolom bagian tepi (*exterior*) maupun kolom bagian tengah (*interior*). Gaya – gaya yang bekerja diperlihatkan Gambar 3.8.

Kapasitas momen dari balok adalah momen yang dihasilkan berdasarkan kekuatan dari penampang balok tersebut yang disebut momen ultimit M_u .

$$M_u = Z_x \cdot F_y \quad (3.35)$$



Gambar 3.8. Sambungan Konvensional

Selanjutnya gaya geser yang terjadi T_u , pada balok akibat momen yang bekerja adalah

$$T_u = \phi \frac{M_u}{d} \quad (3.36)$$

Luas las (A_g) dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan untuk sambungan balok dan kolom akibat gaya geser yang terjadi pada balok dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{T_u}{\phi t_y} \quad (3.37)$$

$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a) (0,60 F_{EXX}) \quad (3.38)$$

dengan a adalah tebal las dalam in

Maka panjang las L_w yang diperlukan

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} \quad (3.39)$$

e. Sambungan Kolom dan Kolom

Ukuran profil yang ada di lapangan sangat terbatas ukurannya. Sehingga untuk konstruksi yang mempunyai ukuran bentang yang lebih besar dari panjang maksimum membutuhkan sambungan perpanjangan.

Untuk kolom perlu disambung tiap empat lantai karena panjang profil maksimum yang ada sekitar 16 m, maka perlu sambungan. Sambungan direncanakan tiap empat lantai, karena tiap empat lantai mempunyai tinggi sekitar 15 m.

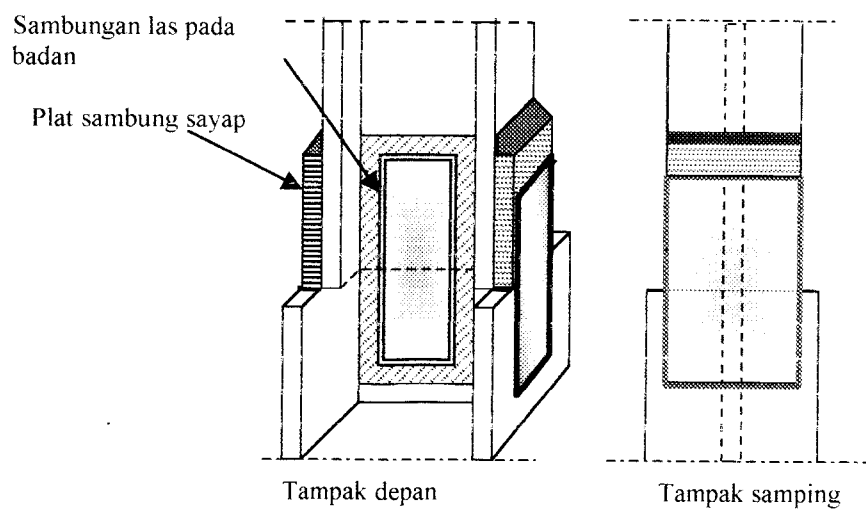
Tiap empat lantai profil kolomnya berbeda, maka sambungannya berupa sambungan yang mempunyai ukuran profil yang berbeda, seperti terlihat pada gambar 3.9.

Gaya geser T_u yang terjadi, pada kolom akibat momen yang bekerja

$$T_u = \frac{\phi M_u}{d} \quad (3.40)$$

Luas penampang plat pada badan (A_g) akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{T_u}{0,4 f_y} \quad (3.41)$$



Gambar 3.9. Sambungan kolom kolom

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t_{perlu} = \frac{A_g}{2d} \quad (3.42)$$

Perencanaan plat sayap digunakan untuk menjalankan fungsi yang seharusnya dilakukan oleh sayap tanpa sambungan, maka luas sayap A_f adalah

$$A_f = b_f \cdot t_f \quad (3.43)$$

Persen dari kapasitas yang diperlukan merupakan pembagian momen ultimit dibagi dengan momen nominal ($M_u / \phi M_n$). Maka luas plat yang diperlukan adalah

$$A_g = \frac{M_u}{\phi M_n} A_f \quad (3.44)$$

Sambungan antara kolom dan kolom dipergunakan sambungan las, maka perlu perencanaan sambungan las. Perencanaannya memerlukan kapasitas momen dari kolom yang dihasilkan berdasarkan kekuatan dari penampang kolom tersebut yang disebut momen ultimit M_u yaitu

$$M_u = Z_x \cdot F_y \quad (3.45)$$

Selanjutnya gaya geser yang terjadi T_u , pada kolom akibat momen yang bekerja adalah

$$T_u = \frac{\phi M_u}{d} \quad (3.46)$$

Luas las (A_g) dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan untuk sambungan kolom dan kolom akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{T_u}{\phi F_y} \quad (3.47)$$

$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) \quad (3.48)$$

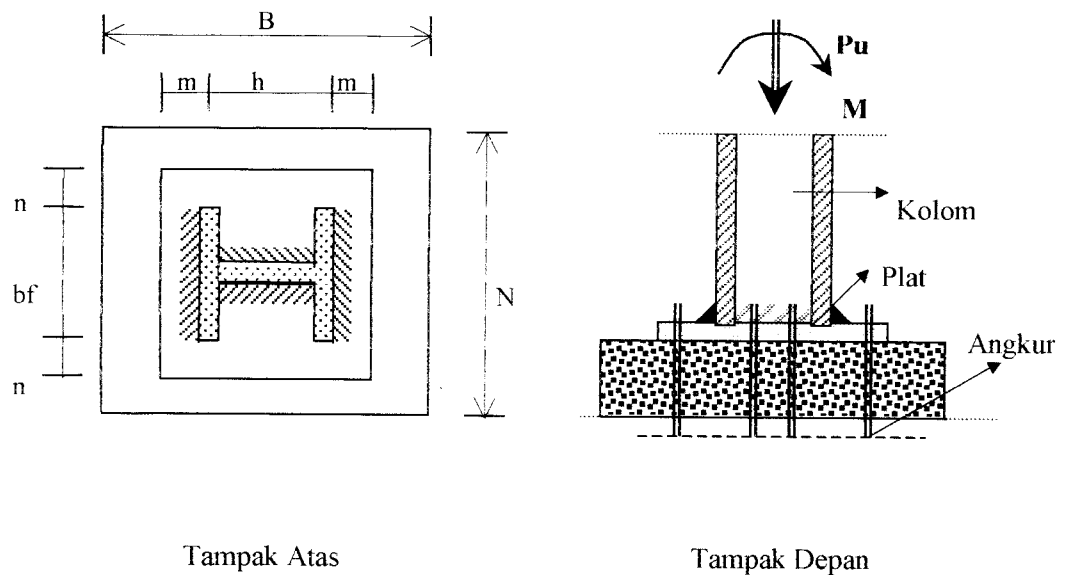
dengan a adalah tebal las dalam in

Maka panjang las L_w yang diperlukan

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} \quad (3.49)$$

f. Perencanaan Pondasi

Untuk perencanaan pondasi pada struktur bangunan ini mempergunakan pondasi telapak (pondasi dangkal). Pondasi merupakan unsur penahan gaya – gaya yang bekerja di atasnya disamping sebagai penahan momen pada kolom seperti terlihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10. Pondasi dan Plat Dasar konvensional

Perencanaan untuk pondasi secara konvensional berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja, gaya aksial dan momen ini didapat dari perhitungan analisa struktur pada program *SAP90*, untuk mendesain dimensi pondasi dilakukan dengan *trial and error*. Selanjutnya dihitung momen inersia dari dimensi tersebut dengan persamaan

I_x adalah momen inersia arah X – X

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.50)$$

Garis netral pondasi Y

$$Y = 0,5.b \quad (3.51)$$

dengan b adalah lebar sisi kolom arah x – x.

Setelah dimensi pondasi didapat perhitungan selanjutnya adalah perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi pada pondasi tersebut, dengan tegangan tersebut harus lebih kecil dari tegangan ijin tanah. Tegangan ijin tanah ini diambil pada tanah keras yaitu sebesar 1,2 Mpa. Persaman untuk menghitung tegangan σ adalah sebagai berikut

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M.y}{Ix} \quad (3.52)$$

g. Perencanaan Plat Dasar

Plat dasar terletak pada atas pondasi, dan merupakan penahan gaya aksial dari bangunan sebelum diterima pondasi (gambar 3.10). Gaya aksial (P_u) dan momen pada ujung kolom (M) didapat dari analisa struktur *SAP90*, luas plat dasar (A_{plat}) yang diperlukan adalah sebagai berikut

$$A_{plat} = \frac{P_u}{0,85 . \phi . f_c'} \quad (3.53)$$

Selanjutnya perlu dikontrol tegangan yang terjadi pada luasan plat, dimana tegangan plat f_p tersebut $\leq$ tegangan pada landasan plat yaitu beton, hal ini dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$f_p = \frac{P_u}{A_{plat}} \leq 0,35 \cdot f_c' \quad (3.54)$$

dengan P_u adalah gaya aksial yang bekerja, f_c' adalah mutu beton.

Tata letak kolom (pada gambar 3.9) terhadap plat dasar dapat dihitung dengan rumus

$$m = \frac{1}{2}(B - 0,95d) \quad (3.55)$$

$$n = \frac{1}{2}(N - 0,8bf) \quad (3.56)$$

B dan N merupakan panjang dan lebar plat dasar.

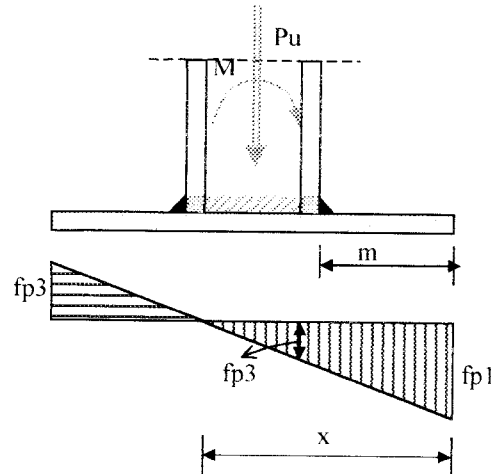
Untuk tegangan yang terjadi pada ujung kolom akibat gaya aksial dan momen pada plat dasar $\leq$ tegangan ijin plat sebesar $0,75F_y$. Tegangan ini dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} + \frac{M}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot N^2} \quad (3.57)$$

$$f_{p2} = \frac{P_u}{A_{plat}} - \frac{M}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot N^2} \quad (3.58)$$

dengan f_{p1} dan f_{p2} merupakan tegangan pada sisi – sisi plat dasar.

Selanjutnya direncanakan tebal plat dasar, untuk mencegah terjadinya lendutan pada plat dasar maka perencanaan tebalnya berdasarkan tegangan pada tepi kolom dan ujung plat seperti terlihat pada Gambar 3.10 dibawah ini.



Gambar 3.11 Diagram tegangan plat dasar kolom

Persamaan momen untuk perencanaan tebal plat dapat dicari dengan rumus sebagai berikut

$$M = \frac{1}{2} \cdot (fp1 + fp3) \cdot \frac{1}{2} \cdot m \quad (3.59)$$

Tebal plat dasar yang diperlukan dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0,75 \cdot F_y \cdot B}} \quad (3.60)$$

Angkur yang digunakan untuk menahan gaya tarik direncanakan berdasarkan tegangan minimum dengan rumus sebagai berikut

$$P = fpmin \cdot A \quad (3.61)$$

A adalah luas plat dasar pada tegangan minimum diberikan rumus sebagai berikut

$$A = (B - x).N \quad (3.62)$$

Sehingga luas angkur (Aangkur) yang diperlukan adalah

$$A_{angkur} = \frac{P}{0,6.f.y} \quad (3.63)$$

3.5.1. Desain Elemen Secara Daktail

a. Perencanaan Balok

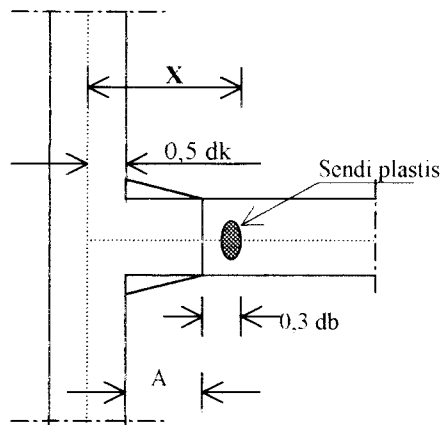
Momen yang dipergunakan untuk perencanaan balok pada metode daktail adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Hal ini untuk memenuhi mekanisme *strong coloumn weak beam* (balok lemah dan kolom kuat), bila terjadi gaya gempa maka akan terbentuk sendi – sendi plastis pada balok terlebih dahulu daripada kolom.

Perencanaan balok daktail terlebih dahulu menentukan sendi plastis pada masing-masing bentang balok dengan persamaan sebagai berikut

$$X = 0,5dk + A\text{ cm} - 0,3\text{ db} \quad (3.64)$$

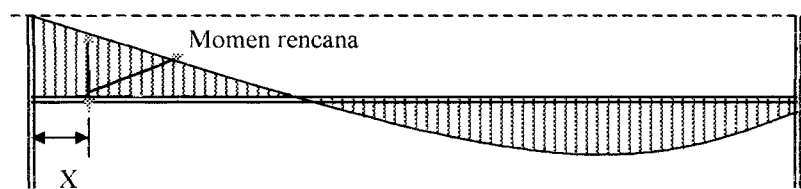
X adalah letak sendi plastis dihitung dari as kolom, dk adalah tinggi profil kolom, A adalah panjang sambungan (asumsi), db adalah tinggi profil balok.

Letak sendi plastis pada balok seperti terlihat pada gambar 3.12.

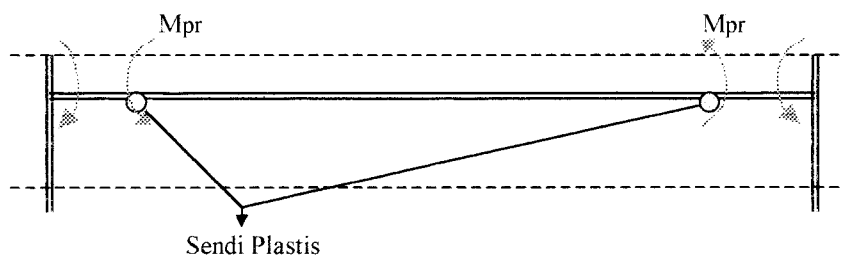


Gambar 3.12 Letak sendi plastis

Setelah sendi plastis didapat langkah selanjutnya adalah menghitung momen yang terjadi pada sendi plastis. Momen akibat pembebanan dari perhitungan analisa struktur *SAP90* dilakukan pembagian section pada bentang balok berdasarkan Pers.3.64. Momen hasil pembagian section seperti terlihat pada Gambar 3.14. Momen ini (M_{pr}) dipakai untuk mendesain balok seperti terlihat pada Gambar 3.13



Gambar 3.13 Pembagian section pada perhitungan *SAP90*



Gambar 3.14. Momen rencana dan letak sendi plastis

Langkah selanjutnya setelah momen rencana didapat adalah pemilihan profil dengan tabel *AISC LRFD* digunakan rumus

$$S_x = \frac{Mu}{F_b} \quad h = \frac{1}{24} Lb \quad (3.65)$$

Selanjutnya kontrol nilai jari – jari r_y terhadap jari – jari minimum r_{ymin} , bila $r_y \geq r_{ymin}$ berarti asumsi benar, nilai r_{ymin} yaitu

$$r_{y \min} = Lb \sqrt{\frac{F_y}{300}} \quad (3.66)$$

Pada kondisi $r_y \geq r_{ymin}$ maka M_n sama dengan M_p dan nilai M_n dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$M_n = M_p = \frac{\phi Z_x \cdot F_y}{Mr} \quad (3.67)$$

Jika $r_y \leq r_{ymin}$ berarti asumsi salah, sehingga r_y yang dipakai. Selanjutnya dilakukan perhitungan panjang efektif balok dengan persamaan sebagai berikut

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (3.68)$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{\left(1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}\right)} \quad (3.69)$$

dengan nilai-nilai dari x_1 dan x_2 dapat dicari dengan rumus

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} \quad (3.70)$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G.J} \right) \quad (3.71)$$

Sedangkan nilai-nilai dari konstanta torsi dan konstanta warping untuk baja profil I dihitung sebagai berikut

$$J = \frac{t_f^3}{3 (2 b f \cdot t_f + d w \cdot t_w - 0,75 t_w)} \quad (3.72)$$

$$C_w = \frac{I_y^2}{4} \quad (3.73)$$

Mn pada kondisi $r_y \leq r_{ymin}$ ini juga perlu dikontrol panjang efektifnya, Jika $L_p < L_b < L_r$ maka nilai Mn dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{L_r - L_p} \right) \leq M_p \quad (3.74)$$

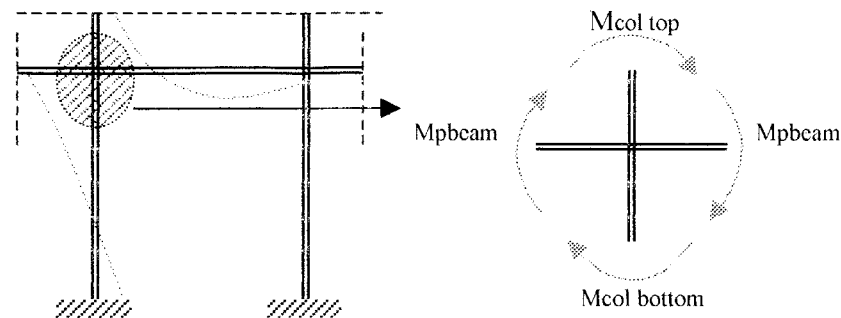
dengan $M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x \quad (3.75)$

Apabila nilai dari $L_b > L_r$, maka Mn dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$M_{cr} = C_b \pi \sqrt{\left(\frac{E I_y G J}{L_b} \right) + \left(\frac{(\pi E)^2 I_y C_w}{L_b} \right)} \leq M_p \quad (3.76)$$

b. Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom ini didasarkan pada momen balok (M_{pr}), momen kolom dan panjang bentangnya (Gambar 3.14.). M_{pr} adalah kapasitas penampang terhadap momen yang dikalikan dengan faktor reduksi β .



Gambar 3.15. Kolom daktail

Perencanaan kolom daktail mempergunakan prinsip *strong column weak beam* yaitu kolom lebih kuat dibandingkan balok. Perencanaan kolom ini memerlukan data-data momen kapasitas plastis balok yang terjadi pada sendi plastis, momen kapasitas plastis dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.77)$$

Pada perencanaan metode konvensional momen yang digunakan terletak pada ujung balok sedangkan pada metode daktail ini momen yang digunakan adalah pada sendi plastis dengan faktor β sebesar 1,1 (M burneau,

Ductile Design of Steel Structures) sehingga momen kapasitas plastis menjadi

$$M_{pr} = \beta \cdot M_p \quad (3.78)$$

Dari persamaan 3.78 maka untuk momen kolom M_{col} menurut M Burneau adalah sebagai berikut

$$M_{col} = (DMF) \cdot (SM) \cdot M_{pr} \quad (3.79)$$

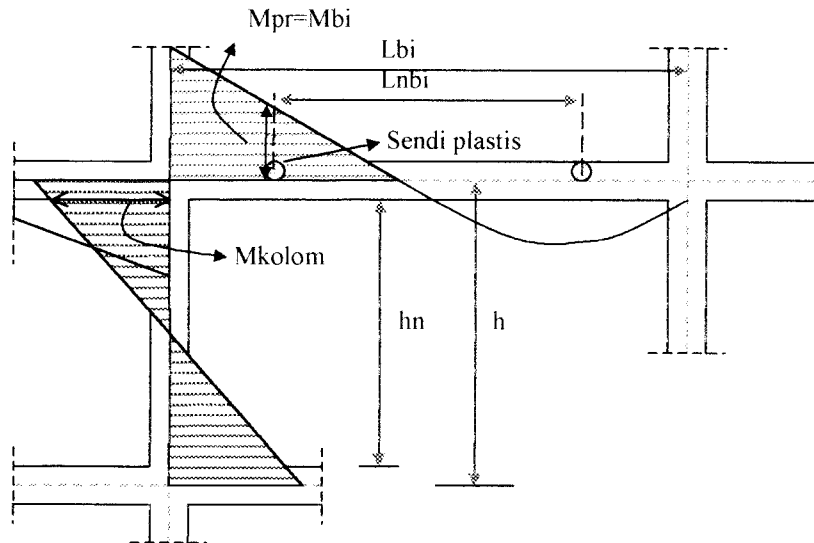
DMF adalah faktor pembesaran dinamis, karena dalam baja murni belum ada aturannya maka diambil dari beton sebesar 1,3 (SK-SNI- T-1991-03). Untuk SM dapat diestimasikan dengan angka kekakuan kolom sehingga nilai SM adalah sebagai berikut

$$SM = \text{Safety Margin} = \alpha_{ki} \quad (3.80)$$

$$\alpha_{ki} = \frac{M_i}{M_{tot}} \quad (3.81)$$

dengan M_i adalah momen hasil analisa struktur dari elemen kolom ke- i , M_{tot} adalah momen total.

Selanjutnya momen yang dipergunakan untuk perencanaan adalah momen pada balok dan ditransfer ke tepi balok bagian bawah seperti terlihat pada Gambar 3.16.



Gambar 3.16 Momen rencana kolom daktail

Penjabaran dari Persamaan 3.79 menghasilkan persamaan sebagai berikut

$$M_{col} = \frac{h_n}{h} \cdot \alpha \cdot DMI' \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} M_{ba} \right) \quad (3.82)$$

Nilai α dapat dicari dengan rumus

$$\alpha = \frac{M_{ka}}{M_{ka} + M_{kb}} \quad (3.83)$$

dengan h_n adalah tinggi bersih kolom, h adalah tinggi kolom, α adalah kekakuan tingkat, L_{bi} adalah bentang balok sebelah kiri, L_{nbi} adalah bentang balok antar sendi plastis balok kiri, L_{ba} adalah bentang balok sebelah kanan, L_{nba} adalah bentang balok antar sendi plastis balok kanan, M_{bi} adalah M_{pr} pada balok kiri, M_{ba} adalah M_{pr} pada balok

kanan, M_{ka} adalah momen kolom bagian atas, M_{kb} adalah momen kolom bagian bawah.

Momen kolom yang didapat dengan menggunakan metode daktail tersebut selanjutnya dipakai untuk pemilihan profil pada tabel *AISC LRFD*.

Profil yang didapat dikontrol kapasitasnya akibat gaya-gaya dan momen yang terjadi. Hal ini sama halnya dengan perencanaan kolom konvensional yaitu menentukan panjang efektif terlebih dahulu.

Panjang efektif kolom dapat dihitung dengan persamaan sbb

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_{ca}}{L_{ca}}}{\sum \frac{I_{bb}}{L_{bb}}} \quad (3.84)$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_{cb}}{L_{cb}}}{\sum \frac{I_{bb}}{L_{bb}}} \quad (3.85)$$

Selanjutnya dapat dicari angka kekakuan (K) berdasarkan nomogram 3.1 pada *AISC LRFD* hal 3 – 6 dan untuk portal tidak bergoyang tanpa pengaku harga $C_m = 0,85$. Untuk kapasitas tampang terhadap gaya – gaya luar yang bekerja dapat dihitung dengan persamaan

$$\lambda_c = \frac{k.l}{r.\pi} \sqrt{\frac{F}{E}} < 1,5 \quad (3.86)$$

Tegangan yang terjadi pada tampang tersebut

$$F_{cr} = 0,685^{\lambda_c} \cdot F_y \quad (3.87)$$

Gaya aksial pada tampang tersebut

$$P_n = A_g \cdot F_{cr} \quad (3.88)$$

Untuk mengeliminasi faktor panjang efektif k terhadap kekuatan tekan P_n *Load and Resistance Factor Design* dalam LRFD III menggunakan bentuk berikut ini untuk momen lentur dan gaya tekan

untuk $P_u / \phi_c P_n < 0,2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1,0 \quad (3.89)$$

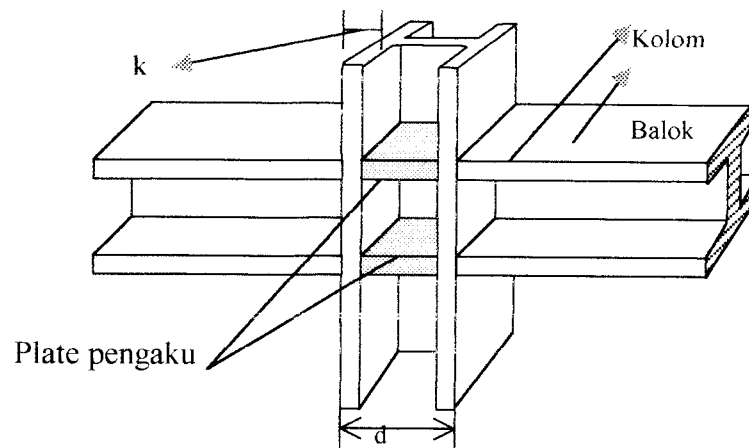
untuk $P_u / \phi_c P_n \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_u}{9\phi_b M_n} \leq 1,0 \quad (3.90)$$

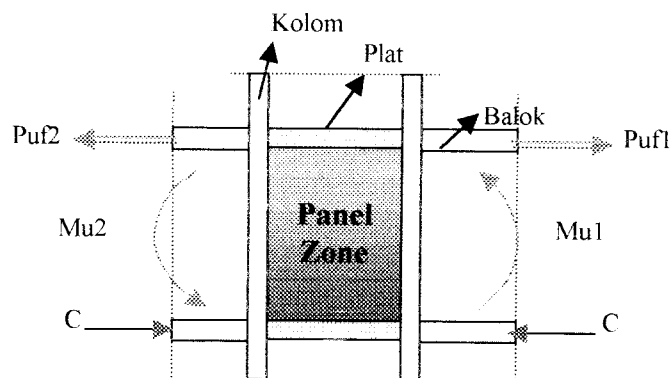
Jika pada persamaan 3.89 dan 3.90 tidak memenuhi syarat atau lebih besar dari 1 maka perencanaan diulangi.

c. Panel zone

Panel zone dipergunakan untuk menahan gaya tarik akibat momen yang bekerja pada balok. Sehingga sayap kolom tidak tertarik oleh sayap balok, seperti terlihat pada Gambar 3.18.



Gambar 3.17 perspektif Panel Zone



Gambar 3.18. Panel zone metode daktail

Gaya tarik terjadi pada profil balok akibat momen yang bekerja dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$P_{uf1} = \frac{Mu1}{d} \quad (3.91)$$

$$P_{uf2} = \frac{Mu2}{d} \quad (3.92)$$

Persamaan untuk $Mu1$ dan $Mu2$ adalah sebagai berikut

$$Mu1 = DMF \cdot \frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} \quad (3.93)$$

$$Mu2 = DMF \cdot \frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} \quad (3.94)$$

Selanjutnya kontrol terhadap lokal bending pada sayap kolom dengan persamaan sebagai berikut

$$\phi R_n = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot F_y f - P_{uf} \quad (3.95)$$

Selain kontrol terhadap lokal bending pada sayap kolom juga perlu dilakukan kontrol terhadap lokal bending pada badan kolom dengan persamaan

$$\phi R_n = \phi(5k + t_f b) F_y t_w c - P_{uf1} - P_{uf2} \quad (3.96)$$

Bila $\phi R_n > P_{uf}$ maka kolom tidak memerlukan panel zone, karena kolom mampu menerima gaya tarik (di sayap maupun di badan) akibat momen yang bekerja pada ujung balok.

Bila $\phi R_n < P_{uf}$ maka kolom memerlukan panel zone, sehingga direncanakanlah panel zone dengan menggunakan pengaku tekan terhadap pelelehan badan lokal dengan luas yang diperlukan adalah

$$A_{stperlu} = \frac{\phi b \cdot b_f b \cdot t_f b \cdot F_y - \phi(5k + t_f b) F_y t_w c}{F_y} \quad (3.97)$$

Selanjutnya lebar pengaku dan tebal pengaku yang diperlukan untuk panel zone adalah

$$b_{\min} = \frac{h_f b}{3} - \frac{t_w c}{2} \quad (3.98)$$

$$t_s \min = \frac{t_f b}{2} \quad (3.99)$$

Nilai yang didapat dari persamaan diatas adalah luas hasil desain untuk panel zone yang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

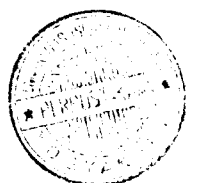
$$b_{\min} \cdot t_{s\min} > A_{st\text{perlu}} \quad (3.100)$$

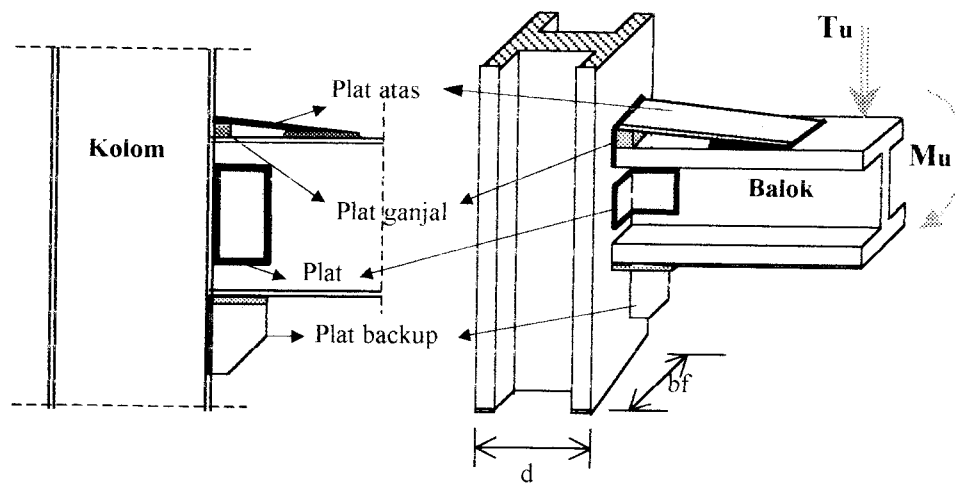
d. Sambungan antara Balok dan Kolom

Perhitungan sambungan dihitung tiap 4 lantai, baik pada kolom bagian tepi (*exterior*) maupun kolom bagian tengah (*interior*). Gaya – gaya yang bekerja diperlihatkan Gambar 3.19.

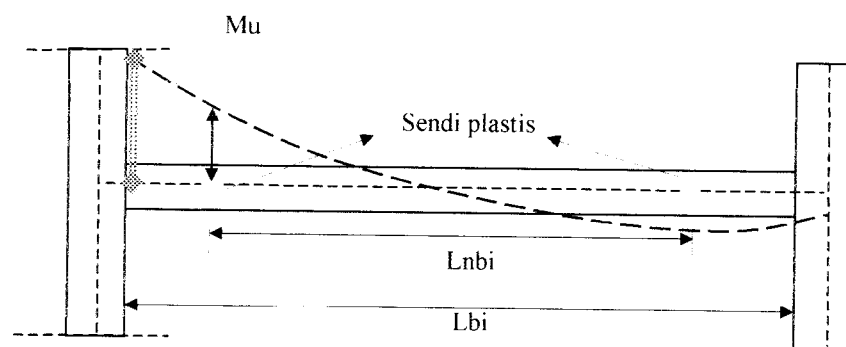
Momen perencanaan untuk sambungan balok dan kolom adalah momen yang bekerja pada ujung balok dengan faktor pembesaran dinamis (DMF), DMF diambil dari beton sebesar 1,3 (SK-SNI-T-1991-03), hal ini dikarenakan pada baja belum ada peraturan yang jelas.

Dengan momen ini diharapkan mekanisme runtuh tetap terjadi pada sendi plastis oleh karena itu diperlukan kekuatan yang lebih besar untuk sambungan balok dan kolom Gambar momen perencanaan sambungan balok dan kolom serta persamaan momen perencanaan dapat dilihat pada gambar 3.20 dan rumus dibawah ini.





Gambar 3.19. Sambungan balok dan kolom



Gambar 3.20 Momen rencana sambungan balok dan kolom

$$M_u = DMF \frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} \quad (3.101)$$

Selanjutnya gaya geser yang terjadi pada balok akibat momen yang bekerja adalah

$$Tu = \phi \frac{Mu}{d} \quad (3.102)$$

Luas las (Ag) dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan untuk sambungan balok dan kolom akibat gaya geser yang terjadi pada balok dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$Ag = \frac{Tu}{\phi t_y} \quad (3.103)$$

$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) \quad (3.104)$$

untuk lebar plat harus lebih kecil daripada lebar flens balok sehingga panjang las yang diperlukan adalah

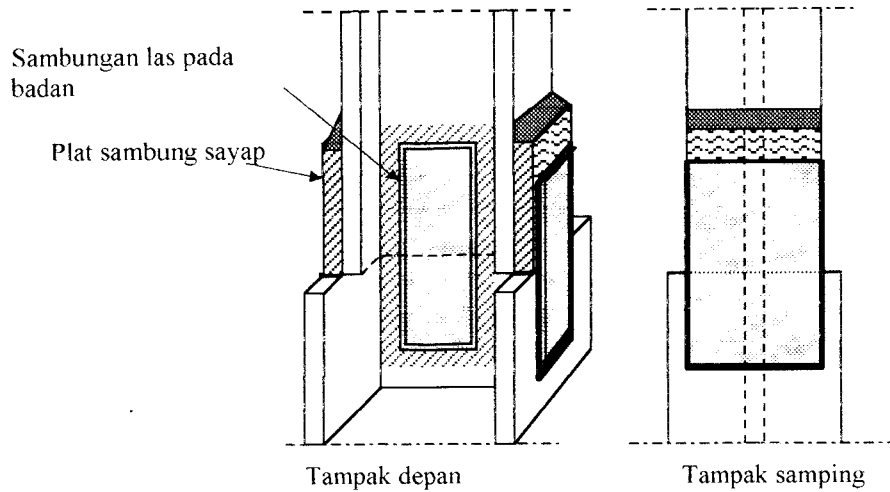
$$L_w = \frac{Tu}{\phi R_{nw}} \quad (3.105)$$

e. Sambungan Kolom dan Kolom

Ukuran profil yang ada di lapangan sangat terbatas ukurannya. Sehingga untuk konstruksi yang mempunyai ukuran bentang yang lebih besar dari panjang maksimum membutuhkan sambungan perpanjangan.

Untuk kolom perlu disambung tiap empat lantai karena panjang profil maksimum yang ada sekitar 16 m, maka perlu sambungan. Sambungan direncanakan tiap empat lantai, karena tiap empat lantai mempunyai tinggi sekitar 15 m.

Tiap empat lantai profil kolomnya berbeda, maka sambungannya berupa sambungan yang mempunyai ukuran profil yang berbeda, seperti terlihat pada Gambar 3.21.



Gambar 3.21. Sambungan kolom kolom

Gaya geser T_u yang terjadi, pada kolom akibat momen yang bekerja

$$T_u = \frac{\phi M_u}{d} \quad (3.106)$$

Luas penampang plat pada badan (A_g) akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{T_u}{0,4 f_y} \quad (3.107)$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t_{perlu} = \frac{A_g}{2d} \quad (3.108)$$

Perencanaan plat sayap digunakan untuk menjalankan fungsi yang seharusnya dilakukan oleh sayap tanpa sambungan, maka luas sayap A_f adalah

$$A_f = b_f \cdot t_f \quad (3.109)$$

Persen dari kapasitas yang diperlukan merupakan pembagian momen ultimit dibagi dengan momen nominal ($M_u / \phi M_n$). Maka luas plat yang diperlukan adalah

$$A_g = (M_u / \phi M_n) \cdot A_f \quad (3.110)$$

Sambungan antara kolom dan kolom dipergunakan sambungan las, maka perlu perencanaan sambungan las. Perencanaannya memerlukan kapasitas momen dari kolom yang dihasilkan berdasarkan kekuatan dari penampang kolom tersebut yang disebut momen ultimit M_u yaitu

$$M_u = Z_x \cdot F_y \quad (3.111)$$

Selanjutnya gaya geser yang terjadi T_u , pada kolom akibat momen yang bekerja adalah

$$T_u = \frac{\phi M_u}{d} \quad (3.112)$$

Luas las (A_g) dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan untuk sambungan kolom dan kolom akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{T_u}{\phi \cdot y} \quad (3.113)$$

$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) \quad (3.114)$$

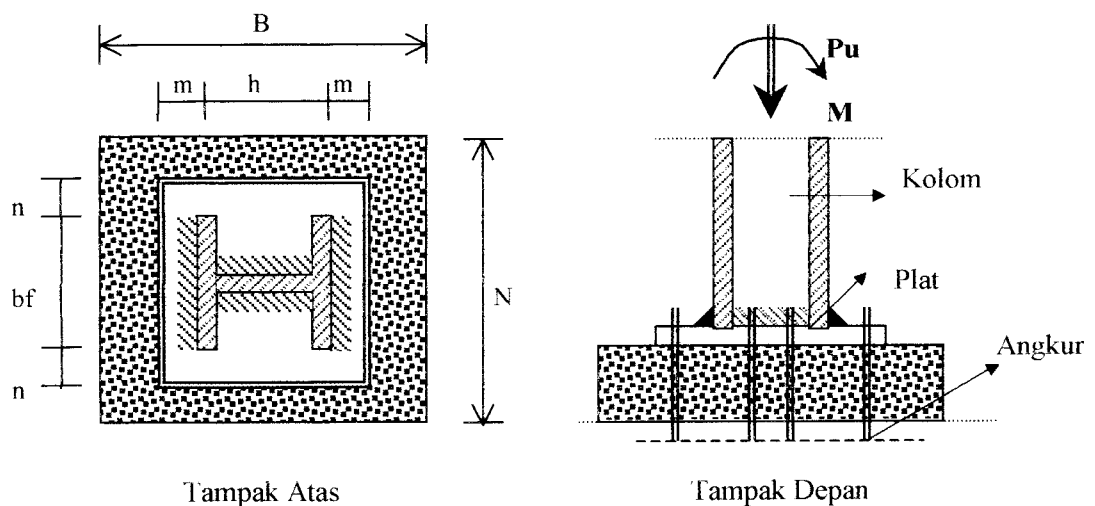
dengan a adalah tebal las dalam in

Maka panjang las L_w yang diperlukan

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} \quad (3.115)$$

f. Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan unsur penyalur berat struktur pada tanah sehingga harus direncanakan kuatannya lebih kuat daripada kolom. Direncanakan pondasi dapat menahan momen dan gaya aksial yang bekerja, seperti terlihat pada Gambar 3.22. Dimensinya harus bisa menahan beban hidup, mati ataupun gaya gempa.



Gambar 3.22. Pondasi dan Plat Dasar konvensional

Perencanaan untuk pondasi secara daktail berdasarkan gaya aksial (P_u) dan momen, momen untuk perencanaan pondasi dihitung berdasarkan rumus berikut ini

$$M = \beta \cdot Z_x \cdot P_y \quad (3.116)$$

Kemudian untuk mendesain dimensi pondasi dilakukan dengan *trial and error*. Selanjutnya dihitung momen inersia dari dimensi tersebut dengan persamaan

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.117)$$

garis netral pondasi,

$$Y = 0,5 \cdot b \quad (3.118)$$

Dengan b adalah lebar sisi kolom arah $x - x$.

Setelah dimensi pondasi didapat perhitungan selanjutnya adalah perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi pada pondasi tersebut, dengan tegangan tersebut < tegangan ijin tanah.

Tegangan ijin tanah ini diambil pada tanah keras yaitu sebesar 1,2 Mpa. Persamaan untuk menghitung tegangan adalah sebagai berikut

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot y}{I_x} < \sigma_{\text{tanah}} \quad (3.119)$$

g. Perencanaan Plat Dasar

Plat dasar terletak pada atas pondasi, dan merupakan penahan gaya aksial dari bangunan sebelum dilimpahkan pada pondasi (Gambar 3.22.)serta menahan momen akibat gaya gempa. Luas untuk plat dasar dicari dengan rumus

$$A = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c'} \quad (3.120)$$

Selanjutnya perlu dikontrol tegangan yang terjadi pada luasan plat, dengan tegangan plat tersebut $\leq$ tegangan pada landasan plat yaitu beton, hal ini dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$f_p = \frac{P_u}{A_{plat}} \leq 0,35 f_c' \quad (3.121)$$

Dengan P_u adalah gaya aksial yang bekerja, A_{plat} adalah luas plat dasar, f_c' adalah mutu beton

Tata letak kolom (pada gambar 3.22) terhadap plat dasar dapat dihitung dengan rumus

$$m = \frac{1}{2}(B - 0,95d) \quad (3.122)$$

$$n = \frac{1}{2}(N - 0,8hf) \quad (3.123)$$

Untuk tegangan yang terjadi pada ujung kolom akibat gaya aksial dan momen pada plat dasar $\leq$ tegangan ijin plat sebesar $0,75F_y$. Momennya adalah momen kapasitas plastis penampang, tegangan ini dihitung dengan

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} + \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} < 0,75 f_y \quad (3.124)$$

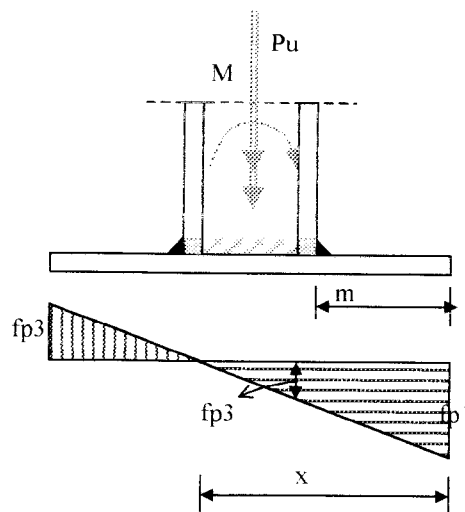
$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} - \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} < 0,75 f_y \quad (3.125)$$

$$\text{dengan } M = \beta \cdot Z_x \cdot f_y \quad (3.126)$$

Selanjutnya direncanakan tebal plat dasar, untuk mencegah terjadinya lendutan pada plat dasar maka perencanaan tebalnya berdasarkan tegangan pada tepi kolom dan ujung plat seperti terlihat pada gambar 3.20

Persamaan momen untuk perencanaan tebal plat dapat dicari dengan rumus sebagai berikut

$$M = \frac{1}{2} \cdot (f_{p1} + f_{p3}) \cdot \frac{1}{2} \cdot m \quad (3.127)$$



Gambar 3.23 Diagram tegangan plat dasar kolom

Tebal plat dasar yang diperlukan dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0,75F_y \cdot B}} \quad (3.128)$$

Angkur yang digunakan untuk menahan gaya tarik direncanakan berdasarkan tegangan minimum dengan rumus sebagai berikut

$$P = f_{pmin} \cdot A \quad (3.129)$$

dengan A adalah luas plat dasar pada tegangan minimum diberikan rumus sebagai berikut

$$A = (B \cdot x) \cdot N \quad (3.130)$$

Sehingga luas angkur yang diperlukan adalah

$$A_{angkur} = P / 0,6F_y \quad (3.131)$$

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tempat Penelitian

Penelitian dilaksanakan di Daerah Istimewa Yogyakarta yang terletak pada daerah gempa III dan pondasi terletak pada tanah keras sehingga koefisien gempanya berkisar antara 0,025 sampai dengan 0,05.

4.2 Waktu Penelitian

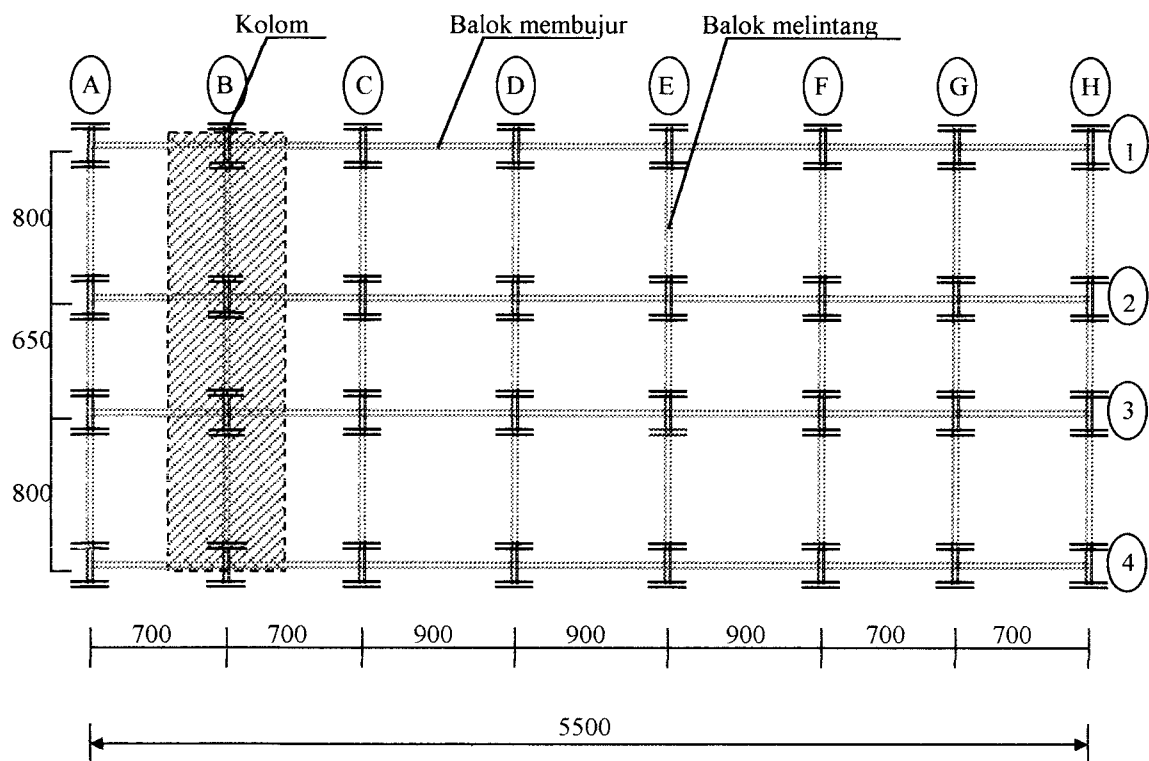
Penelitian dilakukan mulai bulan September 1998 dan direncanakan selesai pada awal tahun 1999.

4.3 Model Struktur

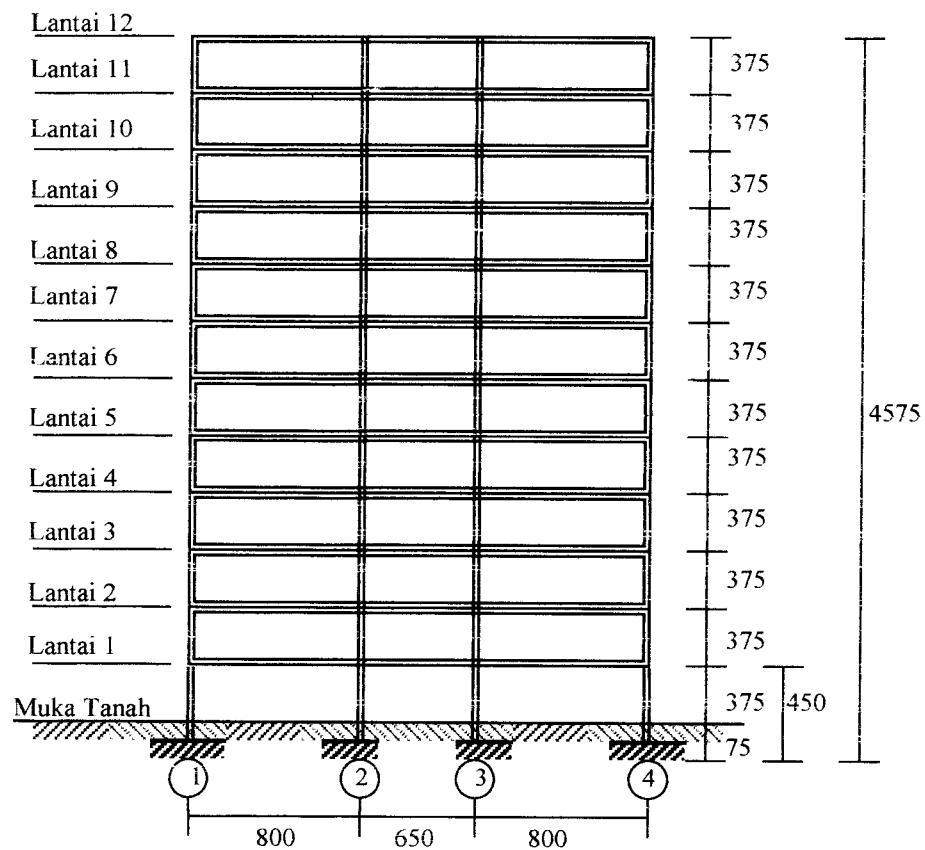
Model struktur yang dipakai yaitu struktur baja dengan spesifikasi data sebagai berikut:

- a. $F_y = 36 \text{ Ksi}$
- b. $f'_c = 35 \text{ Mpa}$
- c. Tebal plat 15 cm
- d. Berat volume beton 2400 kg/m^3
- e. Portal yang dianalisa yaitu portal melintang pada gedung duabelas tingkat dan hanya merencanakan satu portal melintang dari delapan portal melintang yang ada (portal B).
- f. Bentang balok dengan panjang 8 m, 6,5 m dan 8m.

- g. Tinggi kolom pada lantai satu 4,5 m dan lantai dua sampai lantai duabelas setinggi 3,75 m.
- h. Tata guna ruangnya sebagai apartemen (rumah tinggal) dengan beban hidup 250 kg/m.
- i. Bangunan dirancang simetris, sehingga pusat kekakuan dan pusat massa struktur saling berhimpit, maka faktor puntir tidak diperhitungkan.

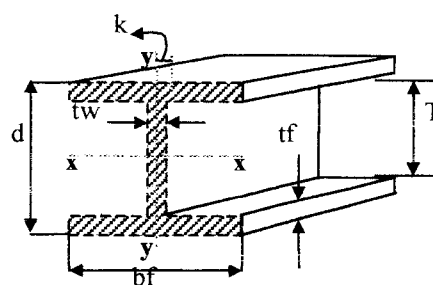


Gambar 4.1 Tampak atas balok dan kolom



Gambar 4.2 Tampak depan portal B

Profil yang digunakan adalah profil W pada tabel AISC LRFD, gambar dari profil W terlihat pada gambar 4.3



Properties

d = tinggi profil

bf = lebar profil

tw = tebal badan profil

tf = tebal sayap profil

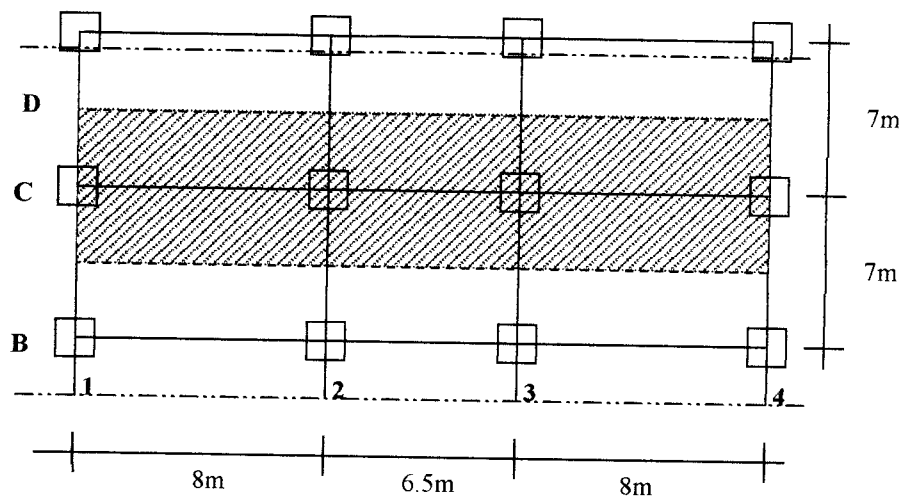
T = tinggi badan profil

Gambar 4.3 Profil yang digunakan

BAB V

ANALISIS DAN DESAIN

5.1. Perhitungan Pembebanan



Gambar 5.1 Pembagian beban merata pada Portal B

1. Beban hidup pada atap = $0.3 \cdot 100 \cdot 7 = 210 \text{ kg/m}$

2. Beban mati pada atap

* beban plat = $0,15 \cdot 2400 \cdot 7 = 2520 \text{ kg/m}$

* beban plafon = $18 \cdot 7 = \frac{126 \text{ kg/m}}{2646 \text{ kg/m}}$

Beban hidup lantai = $0,3 \cdot 250 \cdot 7 = 525 \text{ kg/m}$

4. Beban mati pada lantai

* beban plat = $0,15 \cdot 2400 \cdot 7 = 2520 \text{ kg/m}$

* beban plafon = $18 \cdot 7 = 126 \text{ kg/m}$

* beban tegel = $0,02 \cdot 2400 \cdot 7 = 336 \text{ kg/m}$

$$* \text{ beban spesi} = 0,02.2100.7 = 294 \text{ kg/m}$$

$$* \text{ beban dinding} = 250.3,75 = 937,5 \text{ kg/m}$$

$$* \text{ beban pasir} = 0,03.1600.7 = \frac{336 \text{ kg/m}}{4549.5 \text{ kg/m}}$$

Kemudian perencanaan balok dan kolom dan ukuran profilnya seperti terlihat pada Tabel 5.1

Tabel 5.1 Profil yang direncanakan

NO	ELEMEN STRUKTUR	PROFIL STRUKTUR A36	BERAT PROFIL (KG/M)
1	Balok kiri lantai 9 – 12	W12X79	117,563
2	Balok kiri lantai 5 – 8	W12X87	129,469
3	Balok kiri lantai 1 – 4	W12X120	178,578
4	Balok tengah lantai 9 – 12	W12X72	107,146
5	Balok tengah lantai 5 – 8	W12X79	117,563
6	Balok tengah lantai 1 – 4	W12X87	129,779
7	Balok kanan lantai 9 – 12	W12X79	117,563
8	Balok kanan lantai 5 – 8	W12X87	129,469
9	Balok kanan lantai 1 – 4	W12X120	178,578
10	Kolom kiri lantai 9 – 12	W14X145	215,781
11	Kolom kiri lantai 5 – 8	W14X132	196,435
12	Kolom kiri lantai 1 – 4	W14X120	178,578
13	Kolom tengah lantai 9 – 12	W14X233	346,738
14	Kolom tengah lantai 5 – 8	W14X145	215,781
15	Kolom tengah lantai 1 – 4	W14X132	196,435
16	Kolom kanan lantai 9 – 12	W14X145	215,781
17	Kolom kanan lantai 5 – 8	W14X132	196,435
18	Kolom kanan lantai 1 – 4	W14X120	178,578

5.2 Perhitungan Gaya Gempa

5.2.1 Berat Bangunan Total

1. Berat lantai 12

a. Sebelah kiri

Beban tetap

$$\begin{aligned}
 * \text{ Plat} &= 0,15 \cdot 2400 \cdot 7 \cdot 8 &= 20160 \text{ kg} \\
 * \text{ Balok} &= 79 \cdot 1,48815 \cdot 8 &= 940,510 \text{ kg} \\
 * \text{ Plafon} &= 18 \cdot 7 \cdot 8 &= \underline{1008} \text{ kg} + \\
 &&22108,510 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

koefisien reduksi = 0,3

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup} &= 0,3 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 8 &= \underline{1680} \text{ kg} \\
 \text{Berat lantai 12 sebelah kiri} &&= 23788,510 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Sebelah kanan = sebelah kiri

$$\text{Berat lantai 12 Sebelah kanan} = 23788,510 \text{ kg}$$

c. Bagian tengah

Beban tetap

$$\begin{aligned}
 * \text{ Plat} &= 0,15 \cdot 2400 \cdot 7 \cdot 6,5 &= 16380 \text{ kg} \\
 * \text{ Balok} &= 72 \cdot 1,48815 \cdot 6,5 &= 696,454 \text{ kg} \\
 * \text{ Plafon} &= 18 \cdot 7 \cdot 6,5 &= \underline{819} \text{ kg} + \\
 &&17895,454 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

koefisien reduksi = 0,3

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup} &= 0,3 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 6,5 &= \underline{1365} \text{ kg} \\
 \text{Berat lantai 12 bagian tengah} &&= 19260,454 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total lantai 12} &= 23788,510 + 23788,510 + 19260,454 \\
 &= 66837,474 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk berat lantai – lantai berikutnya disajikan dalam bentuk Tabel 5.2.

Tabel 5.2. Berat tiap lantai

Tingkat	Bentang kiri		Bentang tengah		Bentang kanan		Total
	B Mati	B Hidup	B Mati	B Hidup	B Mati	B Hidup	
12	23788,510	1680	17895,510	1365	23788,510	1680	66837,474
11	35318,177	4200	29557,472	3412,5	35318,177	4200	112006,327
10	35318,177	4200	29557,472	3412,5	35318,177	4200	112006,327
9	35318,177	4200	29557,472	3412,5	35318,177	4200	112006,327
8	35480,386	4200	29770,278	3412,5	35480,386	4200	112483,550
7	35480,386	4200	29770,278	3412,5	35480,386	4200	112483,550
6	35480,386	4200	29770,278	3412,5	35480,386	4200	112483,550
5	35480,386	4200	29770,278	3412,5	35480,386	4200	112483,550
4	35945,805	4200	30829,841	3412,5	35945,805	4200	114533,951
3	35945,805	4200	30829,841	3412,5	35945,805	4200	114533,951
2	35945,805	4200	30829,841	3412,5	35945,805	4200	114533,951
1	35945,805	4200	30829,841	3412,5	35945,805	4200	114533,951
Σ							1310926,46

5.2.2. Waktu Getar Bangunan (T)

$$T = 0,085.H^{3/4} = 0,085.45,75^{3/4} = 1,495 \text{ detik}$$

5.2.3. Koefisien Gempa Dasar (C)

C diperoleh dari gambar pada peraturan bangunan tahan gempa 1987. Untuk $T = 1,495$ detik, wilayah 3, dan jenis tanah keras maka dengan metode interpolasi diperoleh nilai $C = 0,0334$.

5.2.4. Gaya Horisontal Akibat Gempa

$$V = C.I.K.W$$

$$= 0,0334 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1310926,46 = 43784,94 \text{ kg.}$$

Selanjutnya dihitung gaya geser horisontal pada Tabel 5.3. dengan

$$F_i = \frac{W_i.h_i}{\sum W_i.h_i} V$$

Tabel 5.3. Gaya geser horisontal

Tingkat	hi (meter)	Wi (Kg)	Wi .hi	Fi (Kg)
12	45,75	66837,474	3057814,436	4203,1525
11	42	112006,327	4704265,734	6466,3003
10	38,25	112006,327	4284242,008	5888,9521
9	34,5	112006,327	3864218,282	5311,6038
8	30,75	112483,550	3458869,163	4754,4267
7	27	112483,550	3037055,85	4174,6186
6	23,25	112483,550	2615242,538	3594,8105
5	19,5	112483,550	2193429,225	3015,0023
4	15,75	114533,951	1803909,728	2479,584
3	12	114533,951	1374407,412	1889,2069
2	8,25	114533,951	944905,0958	1298,8297
1	4,5	114533,951	515402,7795	708,45257
Σ		1.310.926,46	31853762,25	43784,94

Profil yang direncanakan tersebut diperhitungkan terhadap gaya gempa, dengan kombinasi-kombinasi beban pada perhitungan program *SAP90* dan gaya gempa yang terjadi di check dengan pers *Raleigh* pada sub bab 5.3.

5.3. Check Persamaan *Rayleigh* Terhadap Waktu Getar

Syarat dari persamaan *Rayleigh* terhadap waktu getar adalah

$$TR_{\text{Rayleigh}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} > 0,085 \cdot H^{3/4}$$

Dimana g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/dt}^2$

Hitungan dari persamaan *Rayleigh* adalah pada Tabel 3.3, simpangan lateral (*displacement*) diambil yang terbesar yaitu pada portal B

Sehingga dari tabel tersebut dapat dicari nilai T_{rayleigh} berdasarkan

$$\text{persamaan } TR_{\text{Rayleigh}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} = 2 \cdot \frac{22}{7} \sqrt{\frac{434,493}{9,81 \cdot 753,968}} = 1,523 \text{ detik}$$

$$T \text{ waktu getar} = 0,085 \cdot H^{3/4} = 0,085 \cdot 45,75^{3/4} = 1,495 \text{ detik}$$

Dimana persyaratan $T_{rayleigh} > T$ waktu getar

$T_{rayleigh} = 1,523 > T$ waktu getar = 1,495

Rasio = $1,523 / 1,495 = 1,019 \approx 1,00$ (ok)

Tabel 5.4 Persamaan *Rayleigh*

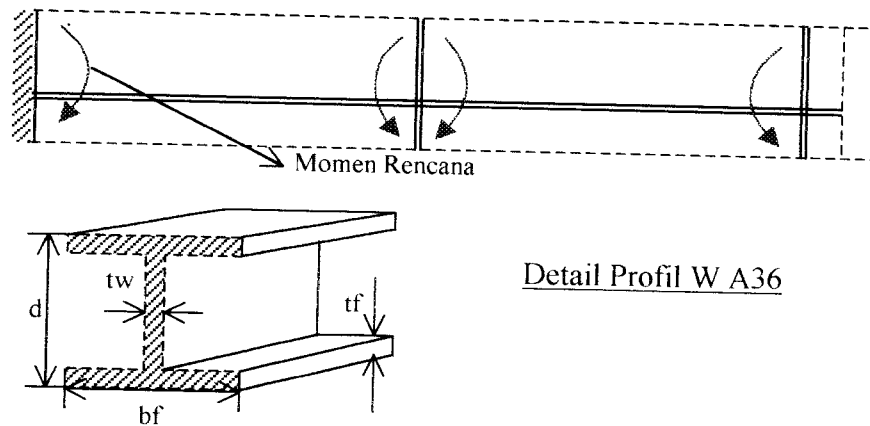
Tingkat	Wi (kg)	Simpangan Lateral = di (m)	Wi x di ² (kg/m ²)	Fi (kg)	Fi x di (kgm)
12	66837,474	3,51E-02	82,344	4203,1525	147,531
11	112006,327	3,43E-02	131,774	6466,3003	221,794
10	112006,327	3,28E-02	120,449	5888,9521	193,116
9	112006,327	2,96E-02	98,069	5311,6038	157,170
8	112483,550	2,35E-03	0,621	4754,4267	11,168
7	112483,550	2,10E-03	0,496	4174,6186	8,763
6	112483,550	1,82E-03	0,371	3594,8105	6,528
5	112483,550	1,53E-03	0,264	3015,0023	4,622
4	114533,951	6,12E-04	0,043	2479,584	1,517
3	114533,951	5,88E-04	0,040	1889,2069	1,111
2	114533,951	3,57E-04	0,015	1298,8297	0,464
1	114533,951	2,62E-04	0,008	708,45257	0,185
Σ	1.310.926,46		434,4938		753,9688659

5.4 Perhitungan Konvensional

5.4.1. Balok

Perencanaan balok mempergunakan momen pada ujung balok atau pada as kolom seperti terlihat pada Gambar 5.2. Dan momen balok yang dipergunakan untuk perencanaan adalah akibat kombinasi 3 yang ditampilkan pada Tabel 5.5.

Perencanaan dilaksanakan tiap empat tingkat dengan membedakan antara balok tepi dengan balok tengah. Dan momen rencana tiap empat tingkat untuk masing –masing bagian ditampilkan pada Tabel 5.6.



Gambar 5.2. Balok konvensional

Tabel 5.5. Momen balok akibat kombinasi 3 $[1,05(D + 0,6 L \pm E)]$

Tingkat	Elemen	Momen kiri (-)	Momen kanan	Momen + maks
1	49	-49,01	-5,04	18,46
	50	-38,60	0,91	13,22
	51	-53,07	-0,87	20,30
2	52	-53,57	-1,09	18,78
	53	-41,60	4,15	14,30
	54	-56,44	1,92	20,40
3	55	-53,98	-0,53	18,83
	56	-42,16	4,68	14,26
	57	-56,78	2,21	20,20
4	58	-54,57	0,34	18,54
	59	-41,84	4,21	13,72
	60	-56,52	2,69	20,25
5	61	-48,67	-6,53	17,83
	62	-40,98	3,52	12,36
	63	-48,67	-4,73	19,31
6	64	-47,95	-7,15	17,58
	65	-40,06	2,47	11,90
	66	-47,41	-6,15	18,71
7	67	-46,07	-8,97	17,14
	68	-37,87	0,30	11,20
	69	-45,02	-8,63	17,93
8	70	-43,57	-11,30	16,75
	71	-35,25	-2,33	10,58
	72	-42,33	-11,29	17,74
9	73	-39,40	-15,23	15,64
	74	-31,60	-5,90	9,57
	75	-38,25	-15,50	16,42
10	76	-36,28	-18,26	15,46
	77	-28,17	-9,31	9,09
	78	-34,97	-18,91	15,99
11	79	-32,84	-21,53	15,32
	80	-24,59	-12,87	8,85
	81	-31,59	-22,44	15,56
12	82	-17,50	-11,86	9,04
	83	-13,52	-7,49	4,7
	84	-16,89	-12,06	9,33

Keterangan : yang tercetak tebal adalah balok tengah

Perencanaan dilaksanakan tiap empat tingkat dengan membedakan antara balok tepi dengan balok tengah. Dan momen rencana tiap empat tingkat untuk masing –masing bagian ditampilkan pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6. Momen rencana balok

No	Elemen struktur	Profil	Momen tepi kiri (Tm)	Momen tepi kanan (Tm)
1	Balok kiri lantai 1 – 4	W12X120	- 54,57	- 5,04
2	Balok kiri lantai 5 – 8	W12X87	- 48,67	- 11,30
3	Balok kiri lantai 9 - 12	W12X79	- 39,40	- 21,53
4	Balok tengah lantai 1 – 4	W12X87	- 42,16	4,21
5	Balok tengah lantai 5 – 8	W12X79	- 40,98	3,52
6	Balok tengah lantai 9 - 12	W12X72	- 31,60	- 12,87
7	Balok kanan lantai 1 – 4	W12X120	- 56,78	2,69
8	Balok kanan lantai 5 – 8	W12X87	- 48,67	- 11,29
9	Balok kanan lantai 9 - 12	W12X79	- 38,25	- 22,44

Karena gaya gempa bekerja bekerja bisa dari sisi kanan maupun kiri dari bangunan maka antara balok kiri dan balok kanan mempunyai momen rencana yang sama, diambil yang terbesar dari balok kiri dan balok kanan. Untuk balok kiri dan kanan selanjutnya disebut balok tepi.

Untuk perencanaan balok lantai bagian tepi pada tingkat 1 – 4, momen rencana seperti tercantum pada tabel 5.5. sebesar 56,78 tm = 4923,86 kip in dengan profil W12X120 dengan data sbb:

$$\begin{array}{lll}
 A_s = 35.3 \text{ in} & t_f = 1.105 \text{ in} & s_y = 56.0 \\
 d = 13.12 \text{ in} & s_x = 163 & r_y = 3.13 \\
 t_w = 0.710 \text{ in} & I_x = 1070 & Z_x = 186 \\
 b_f = 12.320 \text{ in} & r_x = 5.51 & Z_y = 85.4
 \end{array}$$

$$I_y = 345 \quad F_r = 10 \text{ ksi} \quad F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$L = 314,96 \text{ in} \quad k = 1$$

$$E = 29000 \text{ ksi} \quad c_b = 1$$

Untuk mencari kapasitas momen dari profil dipergunakan Persamaan

3.8 sampai Persamaan 3.19

$$G = \frac{E}{2,6} = \frac{29000}{2,6} = 11153,85 \text{ ksi}$$

$$d_w = d - 2 \cdot t_f = 13,12 - 2 \cdot 1,105 = 10,91 \text{ in}$$

Karena $t_w/t_f = 0,710/1,105 = 0,6$ maka

$$J = \frac{t_f^3}{3(2 \cdot b_f \cdot t_f + d_w \cdot t_w - 0,75 t_w)} = \frac{1,105^3}{3(2 \cdot 12 \cdot 32 \cdot 1,105 + 10,91 \cdot 0,71 - 0,75 \cdot 0,71)} = 34,44$$

$$A = A_s = 35,3 \text{ in}^2$$

$$h = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 13,12 = 12,464 \text{ in}$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} = \frac{345 \cdot 12,464^2}{4} = 13399,05$$

Momen plastis diberikan Pers. 3.10.

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 186 \cdot 36 = 6696 \text{ kip in}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x = (36 - 10) 163 = 4238 \text{ kip in}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{22}{163} \sqrt{29000 \cdot 11153,85 \cdot 34,44 \cdot 35,3} = 8546,29$$

$$X_2 = \frac{4 C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{(G \cdot J)^2} \right) = \frac{4 \cdot 12299,05}{345} \left(\frac{126}{(11153,85 \cdot 34,44)^2} \right) = 0,00002$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \sqrt{\left(1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}\right)} = 1457,05 \text{ in} > L_b$$

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 2,68}{\sqrt{36}} = 156 \text{ in}$$

Momen nominal sesuai dengan Pers. 3.15.

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p})$$

$$= 1,0 (6696 - (6696 - 4238) \frac{314,96 - 156}{1457,05 - 156}) = 6395,68 \text{ kip in}$$

$$\phi M_n = 0,9 M_n = 0,9 \cdot 6395,68 = 5756,11 \text{ kip in}$$

$$4923,86 \text{ kip in} < 5756,11 \text{ kip in}$$

$$54,57 \text{ tm} < 66,38 \text{ tm} \text{ Ok}$$

Untuk hitungan desain balok tingkat selanjutnya ditampilkan dalam Tabel 5.7.

Tabel 5.7. Hasil desain balok

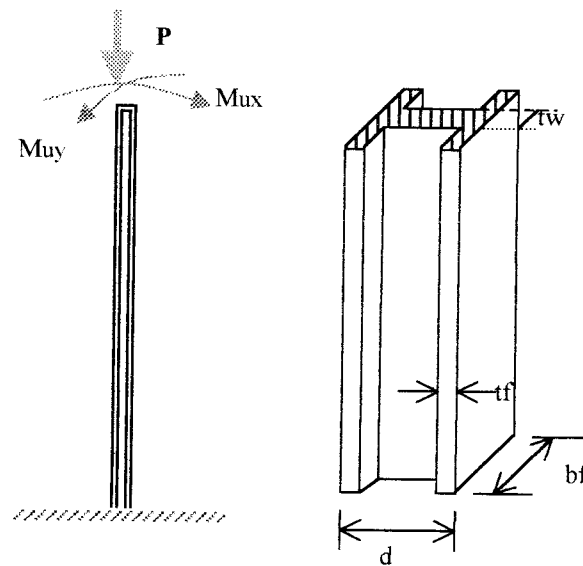
Lantai	Profil	Mu (tm)	ϕM_n (tm)	$\phi M_n / Mu$
Balok kiri lantai 1 – 4	W12X120	54,57	66,38	1.216427
Balok kiri lantai 5 – 8	W12X87	48,67	51,58	1.059794
Balok kiri lantai 9 - 12	W12X79	39,40	40,21	1.020554
Balok tengah lantai 1 – 4	W12X87	42,16	52,01	1.233639
Balok tengah lantai 5 – 8	W12X79	40,98	41,12	1.003412
Balok tengah lantai 9 - 12	W12X72	31,60	36,99	1.170576
Balok kanan lantai 1 – 4	W12X120	56,78	66,38	1.169071
Balok kanan lantai 5 – 8	W12X87	48,67	51,58	1.059794
Balok kanan lantai 9 - 12	W12X79	38,25	40,21	1.051237

5.4.2 Kolom

Perencanaan kolom didasarkan pada gaya aksial serta momen yang bekerja pada kolom. Gaya – gaya yang bekerja pada kolom ditunjukkan

oleh Gambar 5.3. Gaya aksial serta momen rencana untuk kolom didapat dari perhitungan analisa struktur dengan program SAP90, seperti ditampilkan pada Tabel 5.8.

Perencanaan dilaksanakan tiap empat tingkat dengan membedakan antara kolom tepi dengan kolom tengah. Dan gaya aksial rencana serta momen rencana tiap empat tingkat ditampilkan pada Tabel 5.9.



Gambar 5.3. Kolom dan gaya yang bekerja

Tabel 5.8. Gaya aksial dan momen pada kolom

Lantai	Elemen	Aksial	Momen	Lantai	Elemen	Aksial	Momen
1	1	303,54	17,09	7	25	136,33	25,57
	2	460,10	8,43		26	219,40	17,62
	3	443,75	16,37		27	209,45	25,83
	4	197,62	3,51		28	105,24	1,57
2	5	276,23	25,88	8	29	136,33	25,57
	6	419,80	18,01		30	179,35	15,37
	7	403,59	28,77		31	171,96	23,68
	8	182,03	0,37		32	88,05	3,43
3	9	247,65	27,28	9	33	84,21	22,72
	10	379,75	20,89		34	139,54	12,18
	11	363,76	30,41		35	134,37	20,11
	12	167,31	1,61		36	70,22	4,52
4	13	218,95	25,53	10	37	59,57	21,77
	14	339,65	21,00		38	99,96	9,56
	15	324,01	32,49		39	96,82	17,51
	16	152,66	1,07		40	51,44	5,77
5	17	190,18	24,57	11	41	35,69	20,13
	18	300,02	17,17		42	60,65	5,96
	19	284,37	25,77		43	59,06	13,67
	20	138,07	1,77		44	31,83	7,63
6	21	163,17	25,82	12	45	12,66	17,50
	22	259,66	18,74		46	21,61	1,66
	23	246,88	27,38		47	21,06	9,39
	24	121,82	1,18		48	11,35	12,06

Keterangan : Yang tercetak tebal adalah kolom bagian tengah

Tabel 5.9. Gaya aksial dan momen rencana pada kolom

Tingkat	Gaya aksial (t)	Momen (tm)
Kolom 1 – 4 tepi	303,54	17,09
Kolom 5 – 8 tepi	190,18	24,57
Kolom 9 – 12 tepi	84,21	22,72
Kolom 1 – 4 tengah	443,75	16,37
Kolom 5 – 8 tengah	284,37	25,77
Kolom 9 – 12 tengah	134,37	20,11

Perhitungan kolom tingkat 1 – 4 bagian tepi adalah sbb:

- Berdasarkan Tabel 5.9 kolom tersebut mempunyai gaya aksial sebesar 303,54 t = 668,59 kips serta momen rencana sebesar 17,09 tm = 123,50 kip ft.
- Kolom bagian tepi pada tingkat 1 – 4 mempunyai profil W14X120, dengan data – data profil sbb :

$A_s = 35,3 \text{ in}^2$	$t_f = 0,94 \text{ in}$	$s_y = 67,5$
$d = 14,66 \text{ in}$	$s_x = 190$	$r_y = 3,74 \text{ in}$
$t_w = 0,59 \text{ in}$	$I_x = 1380 \text{ in}^4$	$Z_x = 212 \text{ in}^3$
$b_f = 14,67 \text{ in}$	$r_x = 6,24 \text{ in}$	$Z_y = 102 \text{ in}$
$I_y = 548$	$F_r = 10 \text{ ksi}$	$F_y = 36 \text{ ksi}$
$L = 177.65 \text{ in}$	$k = 1$	
$E = 29000 \text{ ksi}$	$c_b = 1$	
- Perhitungan kapasitas tampang tersebut terhadap gaya – gaya luar yang bekerja, adalah sbb

$$\lambda_c = \frac{k.l}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.177,165}{6,24 \frac{22}{7}} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,31 < 1,5 \text{ maka}$$

$$F_{cr} = 0,658^{\lambda_c} \cdot F_y = 0,658^{0,31} \cdot 36 = 31,56$$

Kapasitas penampang terhadap gaya aksial = $P_n = A_g \cdot F_{cr} = 35,3$.

$$31,56 = 1114,068 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 0,85 \cdot 1114,068 = 946,958 \text{ kips}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{668,59}{946,958} = 0,706 > 0,2 \text{ maka}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_u}{9\phi M_n} < 1,0$$

$$G = \frac{E}{2,6} = \frac{29000}{2,6} = 11153,85 \text{ ksi}$$

$$dw = d - 2 \cdot t_f = 14,48 - 2 \cdot 0,94 = 12,61 \text{ in}$$

Karena $t_w/t_f = 0,59 / 0,94 = 0,6$ maka

$$\begin{aligned} J &= \left(\frac{t_f^2}{3} \right) (2 \cdot b_f \cdot t_f + dw \cdot t_w - 0,75 t_w) \\ &= \left(\frac{1,09^2}{3} \right) (2 \cdot 15,5 \cdot 1,09 + 12,6 \cdot 0,68 - 0,75 \cdot 0,68) = 16,14 \end{aligned}$$

$$A = A_s = 35,3$$

$$h = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 14,48 = 13,76$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} = \frac{548 \cdot 13,76^2}{4} = 29939,25$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 212 \cdot 36 = 7632 \text{ kip in}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x = (36 - 10) 190 = 4940 \text{ kip in}$$

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} = \frac{22}{190} \sqrt{\frac{29000.11153,85.16,14.35,3}{2}} = 5019,17$$

$$X2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{(G.J)} \right)^2 = \frac{4.2993,25}{495} \left(\frac{190}{(11153,85.16,14)} \right)^2 = 0,00003$$

$$L_r = \frac{r_y.X1}{F_y - F_r} \sqrt{\left(1 + \sqrt{1 + X2(F_y - F_r)^2} \right)} = 1023,62 \text{ in} > L_b$$

$$L_p = \frac{300.r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300.3,74}{\sqrt{36}} = 187 \text{ in}$$

Kapasitas momen dari penampang adalah

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

$$= 1,0 \left(7632 - (7632 - 4940) \frac{177,165 - 187}{1023,62 - 187} \right) = 7663,65 \text{ kip in}$$

$$\phi M_n = 0,9 M_n = 0,9 \cdot 7663,65 = 6897,28 \text{ kip in}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_u}{9\phi M_n} = \frac{668,59}{946,958} + \frac{8.1482,01}{9.6897,28} = 0,706 + 0,190 = 0,896 < 1,0$$

Untuk hitungan kolom pada tingkat – tingkat berikutnya disajikan pada

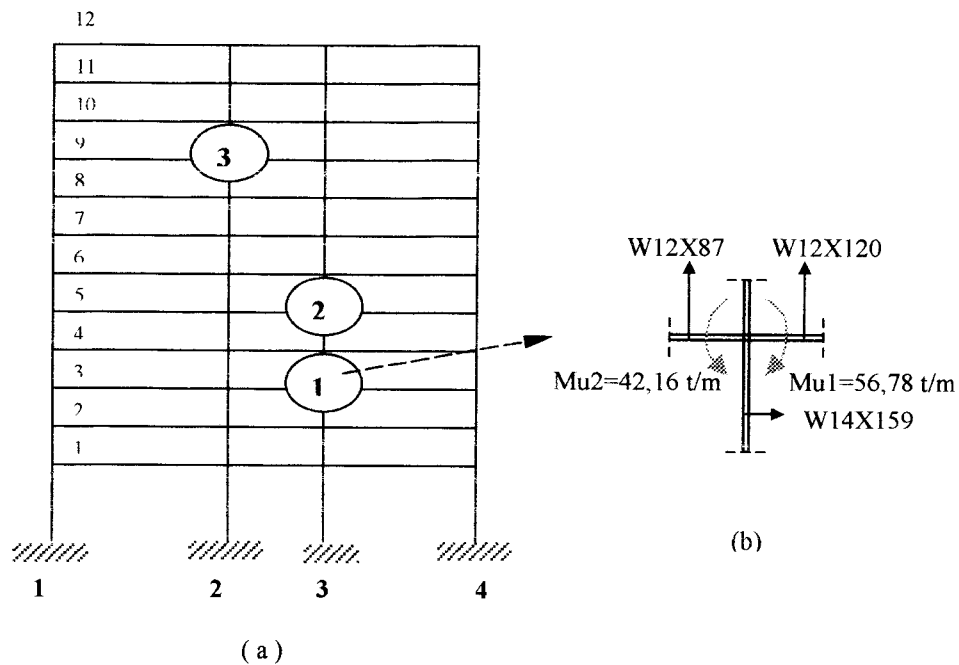
Tabel 5.10.

Tabel 5.10. Hasil desain kolom

Tingkat	Profil	P_u (t)	ϕP_n (t)	$\frac{P_u}{\phi P_n}$	M_u (tm)	ϕM_n (tm)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$	$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_u}{9\phi M_n}$
1 – 4 tepi	W14 X 120	303,54	429,919	0,706	17,09	79,537	0,215	0,896
5 – 8 tepi	W 14 X 99	190,18	325,167	0,584	24,57	66,225	0,371	0,914
9 – 12 tepi	W 14 X 90	84,21	328,836	0,256	22,72	60,221	0,377	0,591
1 – 4 tengah	W 14 X 159	443,75	569,500	0,779	16,37	108,203	0,151	0,913
5 – 8 tengah	W 14 X 132	284,37	482,679	0,589	25,77	89,141	0,289	0,846
9 – 12 tengah	W 14 X 90	134,37	328,836	0,408	20,11	60,221	0,333	0,705

5.4.3. Panel Zone

Perencanaan panel zone berdasarkan momen terbesar pada setiap 4 lantai. Panel zone untuk kolom lantai 1 – 4 bagian tengah seperti terlihat pada Gambar 5.2. dan perencanaannya adalah sbb :



Gambar 5.4. Denah panel zone

Perencanaan untuk panel zone konvensional adalah sbb:

1. Menentukan gaya tarik yang terjadi pada profil balok

$$P_{uf1} = \frac{Mu1}{d} = \frac{56,78.86,718}{13,12} = 375,29 \text{ kip}$$

$$P_{uf2} = \frac{Mu2}{d} = \frac{42,16.86,718}{12,53} = 291,78 \text{ kip}$$

2. Cek terhadap lokal bending pada sayap kolom

$$\phi R_n = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot F_y f = (6,25 \cdot 1,19^2 \cdot 36) = 318,622 \text{ kip} < P_{uf}$$

3. Cek terhadap lokal bending pada badan kolom

$$\phi R_n = \phi (5k + t_{fb}) F_y \cdot t_{wc} = 0,9(5 \cdot 1,875 + 1,105) 36 \cdot 0,745$$

$$= 252,97 \text{ kip} < P_{uf1} + P_{uf2} = 667,07 \text{ kip} \quad \text{not ok!}$$

Maka kolom memerlukan panel zone, karena kolom tidak mampu menerima gaya tarik di badan kolom akibat momen yang bekerja pada ujung balok, selanjutnya direncanakan panel zone sebagai berikut:

4. Pelelehan badan lokal diperlukan pengaku tekan

$$A_{st_{perlu}} = \frac{\phi \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_y - \phi (5k + t_{fb}) F_y \cdot t_{wc}}{F_y}$$

$$= \frac{0,9 \cdot 12,32 \cdot 1,105 \cdot 36 - 252,97}{36} = 5,225 \text{ in}^2$$

5. Lebar pengaku yang diperlukan

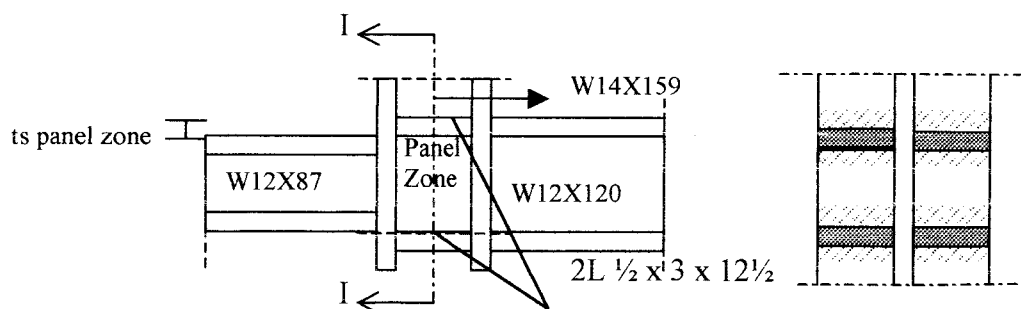
$$b_{min} = \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} = \frac{12,32}{3} - \frac{0,745}{2} = 3,7 \text{ in}$$

6. Tebal pengaku yang diperlukan

$$t_{smin} = \frac{t_{fb}}{2} = \frac{1,105}{2} = 0,55 \text{ in}$$

Digunakan dua plat 1" x 6" memberikan luas $> A_{st} = 5,225 \text{ in}^2$

(Gambar 5.3.)



Gambar 5.5. Panel Zone

Pot I - I

Perencanaan panel zone untuk kolom – kolom pada tingkat berikutnya disajikan pada Tabel 5.11.dan 5.12.

Tabel 5.11. Cek panel zone

Tingkat	Mu 1	Mu 2	Puf 1	Puf 2	ϕR_{nf}	ϕR_{nw}	Ket
1 – 4 tepi kiri	4923.86	---	375.29	---	198,81	176,44	Perlu
5 – 8 tepi kiri	4220.58	---	336.83	---	136,89	125,67	Perlu
9 – 12 tepi kiri	3416.70	---	275.98	---	113.42	108.49	Perlu
1 – 4 tengah	4923.86	3656.04	375.29	291.78	318,62	252,97	Perlu
5 – 8 tengah	4220.58	3553.71	336.83	287.05	238,70	191.69	Perlu
9 – 12 tengah	3416.70	2740.30	275.98	223.69	113.42	107.561	Perlu
1 – 4 tepi kanan	4923.86	---	375.29	---	198,81	176,44	Perlu
5 – 8 tepi kanan	4220.58	---	336.83	---	136,89	125,67	Perlu
9 – 12 tepi kanan	3416.70	---	275.98	---	113.42	108.49	Perlu

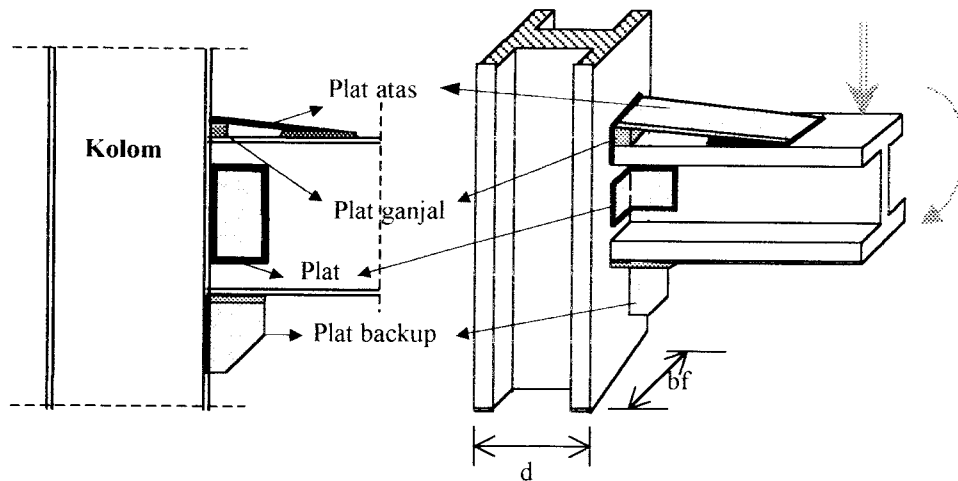
Tabel 5.12.Perencanaan panel zone

No	Tingkat	As perlu	b min	t min	As terpakai (ts x b) in ²
1	1 – 4 tepi kiri	7.351	3.811	0.55	1.5"x5"
2	5 – 8 tepi kiri	5.35	3.799	0.405	1,25"x 5"
3	9 – 12 tepi kiri	4.98	3.81	0.367	1"x 5"
4	1 – 4 tengah	5.225	3.7	0.55	1 " x 6"
5	5 – 8 tengah	2.666	3.7	0,367	½"x 6"
6	9 – 12 tengah	4.272	3.793	0.335	¾"x6"
7	1 – 4 tepi kanan	7.351	3.811	0.55	1.5"x5"
8	5 – 8 tepi kanan	5.35	3.799	0.405	1,25"x 5"
9	9 – 12 tepi kanan	4.98	3.81	0.367	1"x 5"

5.4.4. Sambungan Balok Kolom

Sambungan antara balok dan kolom harus direncanakan kaku supaya bila terjadi gaya gempa maka sambungan tidak akan rusak, sebelum balok dan kolomnya rusak.

Perhitungan sambungan dihitung tiap empat lantai, baik pada kolom bagian tepi (*exterior*) maupun kolom bagian tengah (*interior*). Gaya – gaya yang bekerja diperlihatkan Gambar 5.6.



Gambar 5.6. Sambungan Konvensional

Untuk lantai 1 – 4 perencanaan sambungannya adalah sebagai berikut :

1. Menentukan kapasitas momen dari balok

$$M_u = Z_x \cdot F_y = 186 \cdot 36 = 6696 \text{ kip in}$$

2. Menghitung gaya tarik pada balok

$$T_u = \frac{\phi M_u}{d} = \frac{0,9 \cdot 6696}{13,12} = 459,33 \text{ kip}$$

3. Perencanaan luas las

$$A_g = \frac{T_u}{\phi F_y} = \frac{459,33}{0,9 \cdot 36} = 14,18 \text{ in}^2$$

4. Sambungan dengan las fillet 0,7 in dengan elektrode E70 maka kapasitas dari las yang akan dipakai

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nw} &= \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) \\
 &= 0,75 (0,707 \cdot a) \cdot (0,60 \cdot 70) \\
 &= 22,27 \text{ a kip/in}
 \end{aligned}$$

dengan $a = 1,75$ maka $\phi R_{nw} = 22,27 \cdot 1,75 = 38,9725 \text{ kip/in}$

5. Maka panjang las yang diperlukan L_w

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} = \frac{459,33}{38,9725} = 11,786 \text{ in}$$

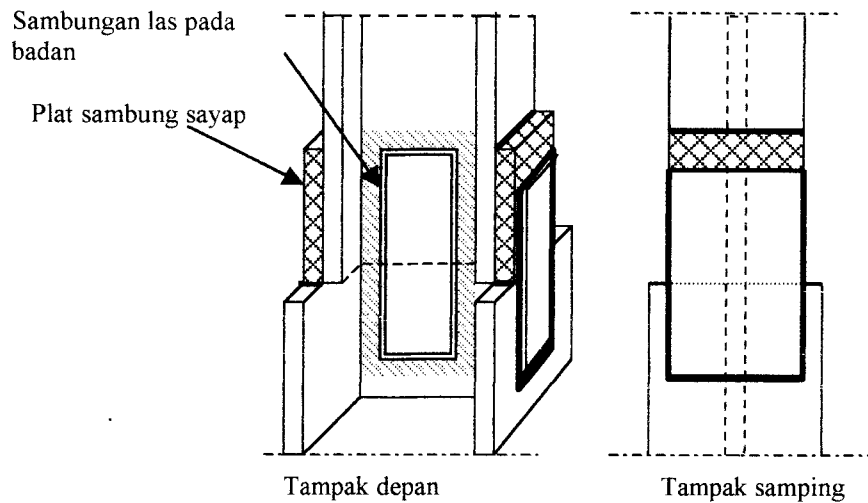
Perencanaan sambungan antara balok dan kolom untuk tingkat – tingkat berikutnya disajikan pada Tabel 5.13. berikut:

Tabel 5.13. Sambungan balok kolom

Tingkat	Tebal las (in)	Panjang las (in)
1 – 4 balok kiri	1,75	11,786
5 – 8 balok kiri	1,30	11,787
9 – 12 balok kiri	1,20	11,654
1 – 4 balok tengah	1,30	11,789
5 – 8 balok tengah	1,20	11,654
9 – 12 balok tengah	1,10	11,660
1 – 4 balok kanan	1,75	11,786
5 – 8 balok kanan	1,30	11,787
9 – 12 balok kanan	1,20	11,654

5.4.5. Sambungan Kolom Kolom

Tiap empat lantai profil kolomnya berbeda, maka sambungannya berupa sambungan yang mempunyai ukuran profil yang berbeda, seperti terlihat pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7. Sambungan kolom kolom

Sambungan antara kolom dan kolom pada tingkat 4 dan 5 bagian tepi direncanakan sbb :

Gaya geser T_u yang terjadi,

$$T_u = 13,93 \text{ T} = 30,68 \text{ kip}$$

Luas penampang plat pada badan (A_g) akibat gaya geser yang terjadi pada kolom yaitu

$$A_g = \frac{T_u}{0,4F_y} = \frac{30,68}{0,4 \cdot 36} = 2,13 \text{ in}^2$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t_{\text{perlu}} = \frac{A_g}{2d} = \frac{2,13}{2 \cdot 14,48} = 0,07 \text{ in}$$

Dipergunakan plat sambung pada badan dengan ukuran 14 in x 1,5 in.

Perencanaan plat sayap digunakan untuk menjalankan fungsi yang seharusnya dilakukan oleh sayap tanpa sambungan, maka luas sayap A_f adalah :

$$A_f = b_f \cdot t_f = 14,670 \cdot 0,94 = 13,790 \text{ in}^2$$

Persen dari kapasitas yang diperlukan merupakan pembagian momen ultimit dibagi dengan momen nominal ($M_u / \phi M_n$). Maka luas plat yang diperlukan adalah

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 234,36 = 8424 \text{ kip in}$$

$$A_g = \frac{M_u}{\phi M_n} A_f = \frac{25,53 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 8424} 13,790 = 4,0 \text{ in}^2$$

Dipakai sambungan pada sayap dengan ukuran 14 in x 14 in x 1,5 in

Sambungan antara kolom dan kolom dipergunakan sambungan las, maka perlu perencanaan sambungan las. Perencanaannya memerlukan kapasitas momen dari kolom yang dihasilkan berdasarkan kekuatan dari penampang kolom tersebut yaitu $M_n = 8424,0 \text{ kip in}$

Selanjutnya gaya geser yang terjadi T_u , pada kolom akibat momen yang bekerja adalah

$$T_u = \phi \cdot \frac{M_u}{d} = 0,9 \frac{8424,0}{14,48} = 523,59 \text{ kip}$$

Luas las (A_g) dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan untuk sambungan kolom dan kolom akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan

$$A_g = \frac{T_u}{\phi F_y} = \frac{523,59}{0,9 \cdot 36} = 16,16 \text{ in}^2$$

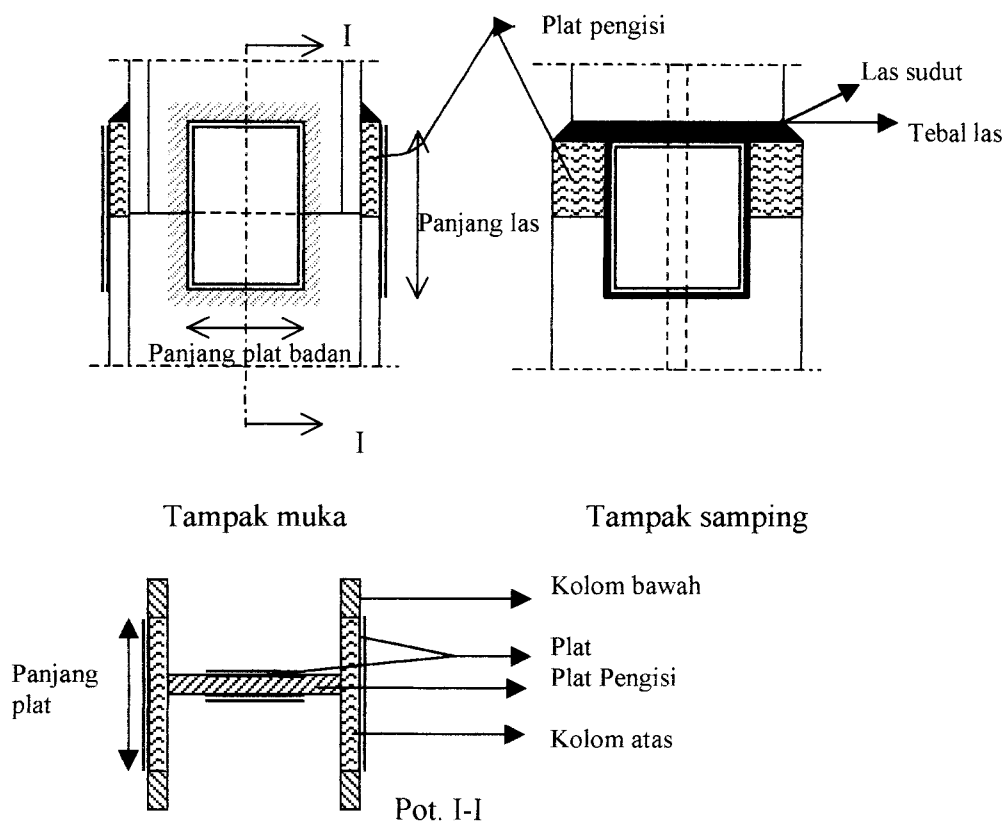
$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) = 0,9 \cdot (0,707a)(0,60 \cdot 70) = 26,72a \text{ in}$$

dengan tebal las 1,5 in maka $\phi R_{nw} = 26,72 \cdot 1,5 = 40,08$

Maka panjang las L_w yang diperlukan

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} = \frac{523,59}{40,08} = 13,06 \text{ in dipakai panjang las 14 in}$$

Ukuran – ukurannya disajikan pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8. Sambungan kolom

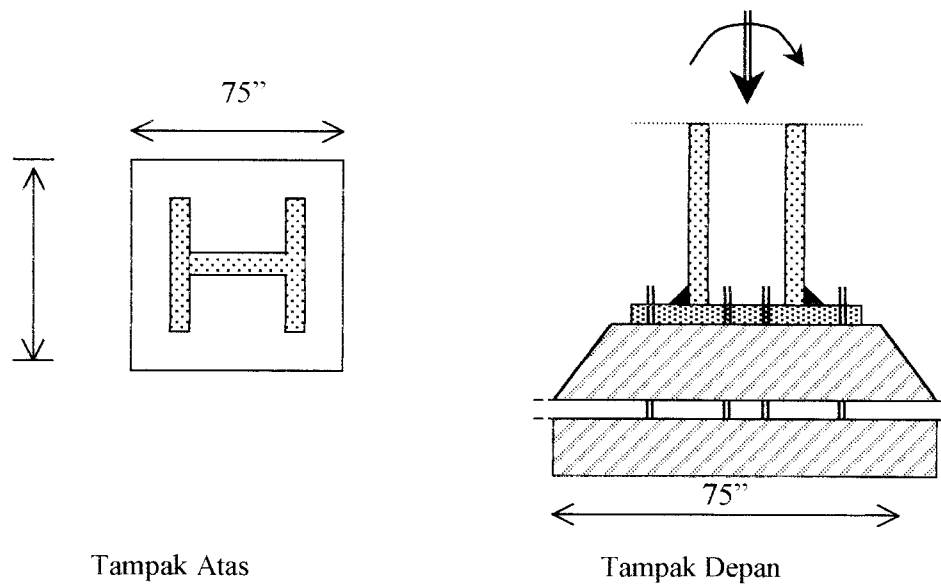
Untuk sambungan kolom kolom pada tingkat 8 – 9 dan pada kolom bagian tengah disajikan pada Tabel. 5.14.

Tabel 5.14. Sambungan kolom kolom

Kolom	Badan		Sayap		Las	
	Panjang	Tebal	Panjang	Tebal	Panjang	Tebal
4 – 5 tepi	14	1,5	14	1,5	14	1,5
8 – 9 tepi	14	1,5	14	1,5	14	1,5
4 – 5 tengah	15	2	15	2	17	2
8 – 9 tengah	15	2	15	2	17	2

5.4.6. Pondasi

Pondasi terletak pada tanah keras dengan tegangan ijin tanah = $\sigma_{\text{tanah}} = 1,2 \text{ Mpa} = 0,174 \text{ ksi}$. Pondasi berupa pondasi telapak bujur sangkar. Seperti terlihat pada gambar 5.7.



Gambar 5.9. Pondasi tampak atas dan samping

Perencanaan pondasi dibedakan untuk kolom tepi dan kolom tengah.

a. Perencanaan untuk pondasi bagian tepi adalah sebagai berikut

Dicoba ukuran pondasi 75 x 75 in

Gaya aksial yang bekerja pada kolom = $P_u = 303,54 \text{ ton} = 668,59 \text{ kip}$

Momen rencana = $35 \text{ tm} = 3035,14 \text{ kip in}$

$$A = 75 \times 75 = 5625 \text{ in}^2$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{75 \cdot 75^3}{12} = 2636718,75 \text{ in}^4$$

$$Y = 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 75 = 37,5 \text{ in}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot y}{I_x} = \frac{668,59}{5625} + \frac{3035,14 \cdot 37,5}{2636718,75} = 0,162 \text{ ksi} < \sigma_{\text{tanah}} = 0,174 \text{ ksi}$$

Jadi ukuran pondasi telapak yang dipakai adalah $75 \text{ in} \times 75 \text{ in}$

b. Perencanaan untuk pondasi bagian tengah adalah sebagai berikut

Dicoba ukuran pondasi $90 \times 90 \text{ in}$

Gaya aksial yang bekerja pada kolom = $P_u = 460,10 \text{ ton} = 1013,44 \text{ kip}$

Momen rencana = $52,26 \text{ tm} = 4531,89 \text{ kip in}$

$$A = 90 \times 90 = 8100 \text{ in}^2$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{90 \cdot 90^3}{12} = 5467500,00 \text{ in}^4$$

$$Y = 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 90 = 45,0 \text{ in}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot y}{I_x} = \frac{1013,44}{8100} + \frac{4531,89 \cdot 45,0}{5467500,00} = 0,162 \text{ ksi} < \sigma_{\text{tanah}} = 0,174$$

Jadi ukuran pondasi telapak yang dipakai adalah $90 \text{ in} \times 90 \text{ in}$

5.4.7. Plat Dasar

Plat dasar merupakan tumpuan untuk kolom sebelum gaya – gaya yang bekerja diteruskan pada pondasi.

a. Plat dasar bagian tepi

Gaya aksial terbesar pada kolom = $P_u = 303,54 \text{ ton} = 668,59 \text{ kip}$

Momen rencana = $35 \text{ tm} = 3035,14 \text{ kip in}$

Mutu beton = $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ ksi}$

$$1. \text{ Luas perlu} = A = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c'} = \frac{668,59}{0,85 \cdot 0,6 \cdot 4,35} = 301,37 \text{ in}^2$$

$$\text{Karena ukuran } \frac{bf}{d} = \frac{14,67}{14,48} \cong 1,0 \text{ maka ukuran panjang x lebar (B x N)}$$

dimensi yang sama, $B = N = \sqrt{301,37} = 17,360 \text{ in}$ dipakai ukuran 22 in

$$\text{sehingga } f_p = \frac{P_u}{A_{\text{plat}}} = \frac{668,59}{22^2} = 1,38 < 0,35 f_c' = 1,52 \text{ Ok}$$

Tata letak kolom terhadap plat dasar dihitung sbb

$$m = 0,5 (22 - 0,95 \cdot 14,48) = 4,12 \text{ in}$$

$$n = 0,5 (22 - 0,8 \cdot 14,67) = 5,13 \text{ in}$$

3. Cek plat terhadap gaya aksial dan momen

Tegangan yang terjadi pada ujung bawah kolom akibat gaya aksial

dan momen pada plat dasar $\leq 0,75 F_y$. Tegangan ini dihitung sbb

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{\text{plat}}} + \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{668,59}{484} + \frac{3035,14}{\frac{1}{6} \cdot 22 \cdot 22^2} = 3,09 < 0,75 F_y = 27 \text{ Ksi}$$

$$f_{p2} = \frac{P_u}{A_{plat}} - \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{668,59}{484} - \frac{3035,14}{\frac{1}{6} \cdot 22 \cdot 22^2} = -0,33 < 0,75 F_y = 27 \text{ Ksi}$$

4. Tebal plat dasar

Tebal plat perlu diperhitungkan untuk mencegah terjadinya lendutan pada plat dasar, maka perlu perencanaan plat dasar. Perencanaannya adalah sbb

$$X = (3,09 \cdot 22) / (3,09 + 0,33) = 19,88 \text{ in}$$

$$f_{p3} = (f_{p1} \cdot (x - m)) / x = (3,09 \cdot (19 - 4,12)) / 19 = 2,42 \text{ ksi}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot (f_{p1} + f_{p3}) \cdot \frac{1}{2} \cdot m = \frac{1}{2} (3,09 + 2,41) \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,12 = 5,67 \text{ kip in}$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0,75 \cdot F_y \cdot B}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5,67}{0,75 \cdot 36 \cdot 22}} = 0,24 \text{ in}$$

dipakai tebal plat 1,0 in

5. Angkur

Angkur dipergunakan untuk menahan gaya tarik, direncanakan berdasarkan tegangan minimum, yaitu

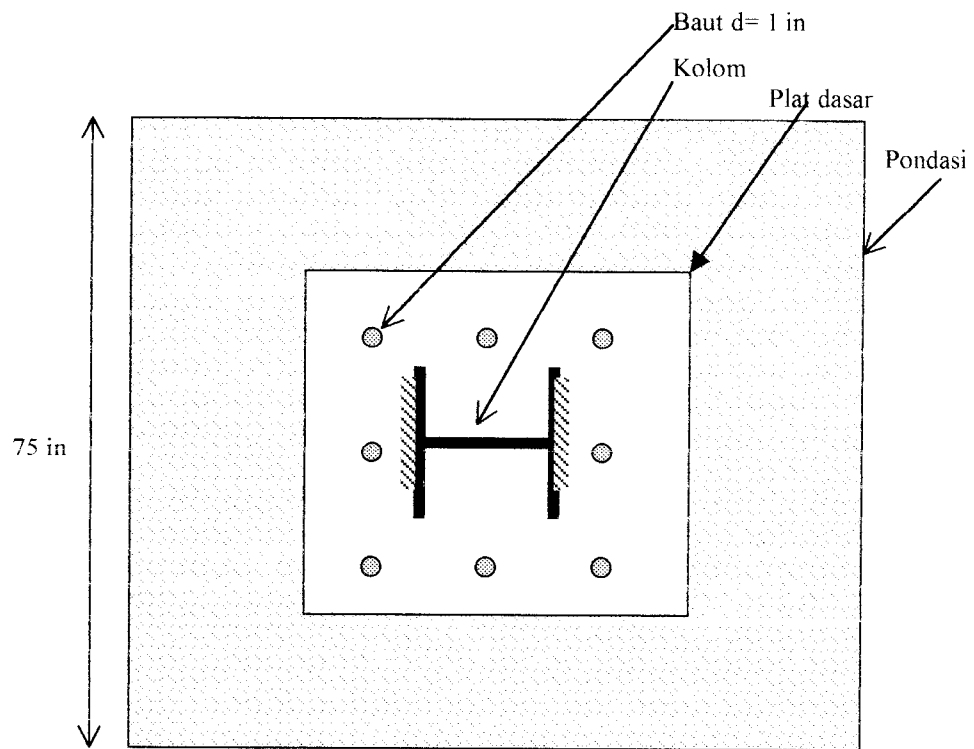
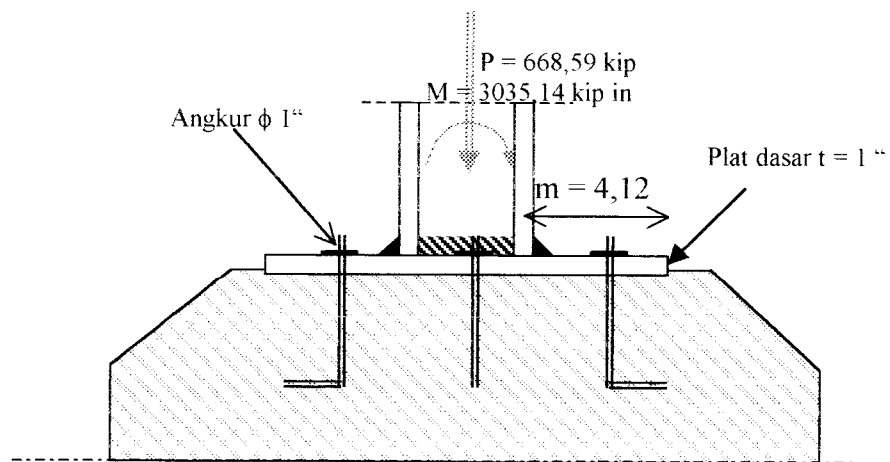
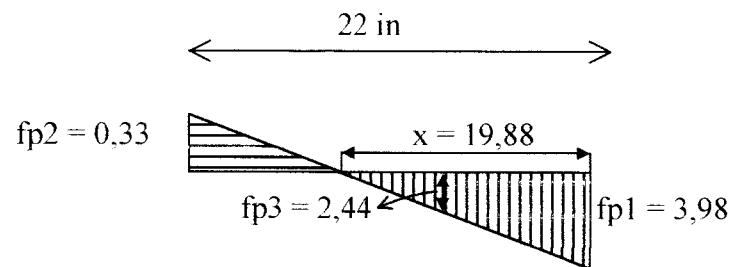
$$A = (B - x) \cdot N = (22 - 19,88) \cdot 22 = 46,64 \text{ in}^2$$

$$P = f_{pmin} \cdot A = 0,33 \cdot 46,64 = 15,3912$$

$$A_{angkur} = \frac{P}{0,6 F_y} = \frac{15,3912}{0,6 \cdot 36} = 0,71 \text{ in}^2$$

Dipergunakan 3 buah angkur dengan diameter 1 in pada masing – masing sisi.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Plat dasar kolom

b. Plat dasar bagian tengah

Gaya aksial terbesar pada kolom = $P_u = 460,10 \text{ ton} = 1013,44 \text{ kip}$

Momen rencana = $52,26 \text{ tm} = 4531,89 \text{ kip in}$

Mutu beton = $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ ksi}$

$$1. \text{ Luas perlu} = A = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c'} = \frac{4531,89}{0,85 \cdot 0,6 \cdot 4,35} = 2042,77 \text{ in}^2$$

$$\text{Karena ukuran } \frac{bf}{d} = \frac{15,565}{14,98} \cong 1,0 \text{ maka ukuran panjang x lebar (B x N)}$$

dimensi yang sama, $B = N = \sqrt{2042,77} = 45,197 \text{ in}$ dipakai ukuran 50 in

$$\text{sehingga } f_p = \frac{P_u}{A_{plat}} = \frac{1013,44}{47^2} = 0,46 < 0,35 f_c' = 1,52 \text{ Ok}$$

Tata letak kolom terhadap plat dasar dihitung sbb

$$m = 0,5 (47 - 0,95 \cdot 14,98) = 16,38 \text{ in}$$

$$n = 0,5 (47 - 0,8 \cdot 15,565) = 17,27 \text{ in}$$

2. Cek plat terhadap gaya aksial dan momen

3. Tegangan yang terjadi pada ujung bawah kolom akibat gaya aksial dan

momen pada plat dasar $\leq 0,75F_y$. Tegangan ini dihitung sbb:

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} + \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{1013,44}{2209} + \frac{4531,89}{\frac{1}{6} \cdot 47 \cdot 47^2} = 0,72 < 0,75F_y = 27 \text{ Ksi}$$

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} - \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{1013,44}{2209} - \frac{4531,89}{\frac{1}{6} \cdot 47 \cdot 47^2} = 0,20 < 0,75F_y = 27 \text{ Ksi}$$

4. Tebal plat dasar

Tebal plat perlu diperhitungkan untuk mencegah terjadinya lendutan pada plat dasar, maka perlu perencanaan plat dasar. Perencanaannya adalah sbb

$$X = (0,20 \cdot 47) / (0,72 - 0,20)$$

$$= 18,08 \text{ in}$$

$$fp3 = (fp2 \cdot (47 - m + x)) / x$$

$$= (0,20 \cdot (47 - 16,380 + 18,08)) / 18,08$$

$$= 0,54 \text{ ksi}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot (fp1 + fp3) \cdot \frac{1}{2} \cdot m$$

$$= \frac{1}{2} (0,72 + 0,54) \cdot \frac{1}{2} \cdot 16,380 = 5,00 \text{ kip in}$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

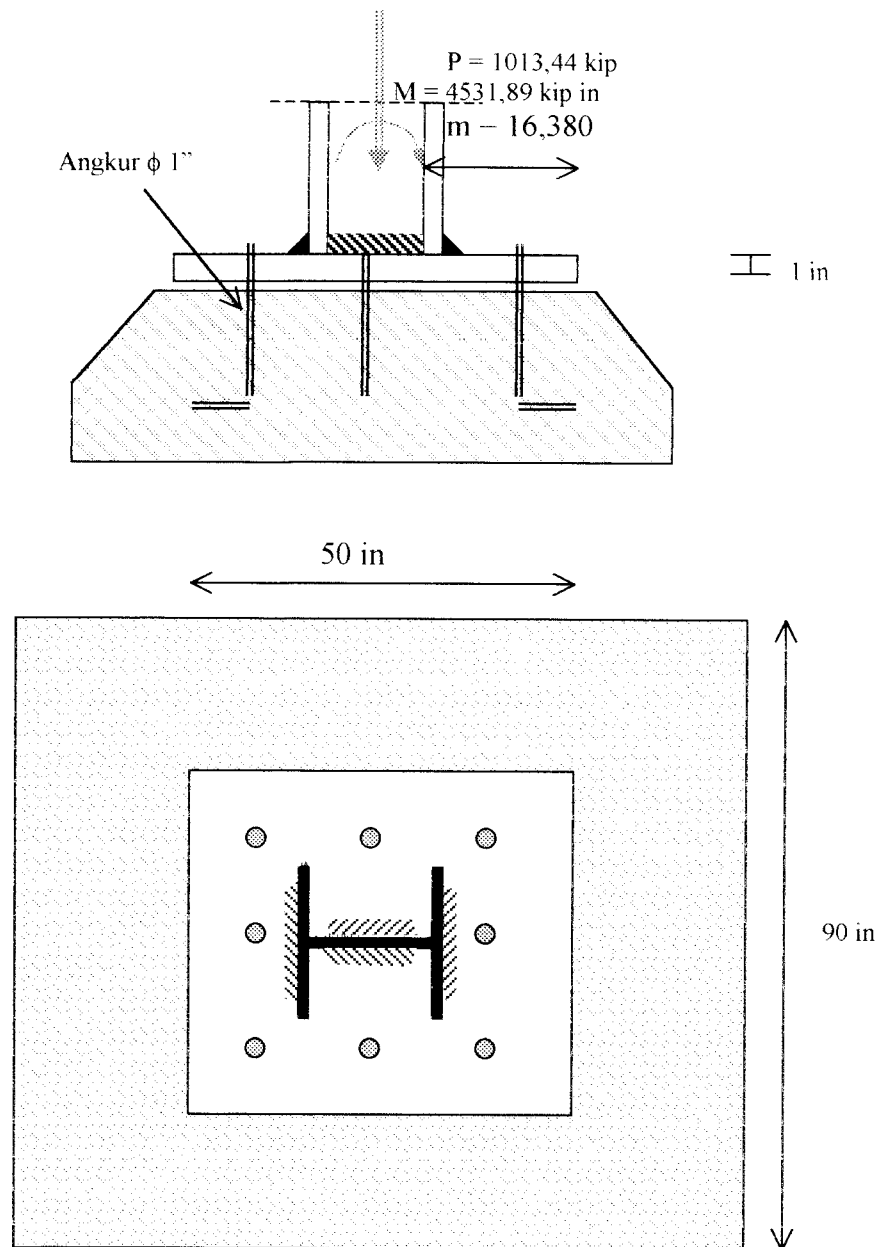
$$t = \sqrt{\frac{6M}{0,75 \cdot F_y \cdot B}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5,0}{0,75 \cdot 36 \cdot 47}} = 0,15 \text{ in}$$

dipakai tebal plat 1,0 in

5. Angkur

Angkur dipergunakan untuk menahan gaya tarik, pada kolom tengah tidak terjadi gaya tarik maka tidak memerlukan angkur. Tetapi perlu diberikan angkur untuk menempatkan kolom pada plat dengan diameter 1,0 in sebanyak tiga buah pada kedua sisi.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Plat dasar kolom bagian tengah

5.5. Perencanaan daktail

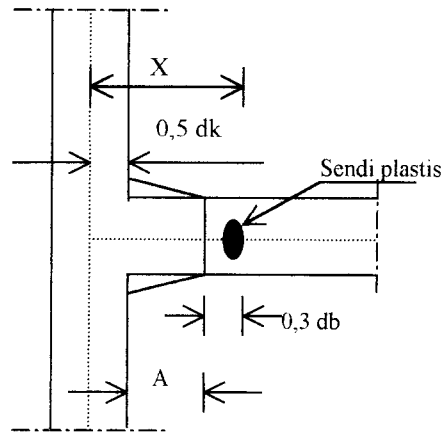
5.5.1. Balok

Untuk perencanaan balok daktail, momen yang dipergunakan untuk perencanaan adalah momen pada sendi plastis.

Tahap – tahap perhitungan balok daktail untuk tingkat satu, balok tepi adalah sbb :

1. Penentuan sendi plastis.

Letak sendi plastis ditunjukkan Gambar 5.12



Gambar 5.12. Letak sendi plastis

Dimana dk = tinggi profil kolom = 14,98 in = 38,05 cm

A = panjang sambungan (asumsi) = 30 cm

db = tinggi profil balok = 13,17 in = 33,32 cm

X = letak sendi plastis dihitung dari as kolom

$$= 0,5dk + A \text{ cm} + 0,3 \text{ db}$$

$$= 0,5 \cdot 36,78 + 28 + 0,3 \cdot 33,32 = 56,386 \text{ cm}$$

Letak sendi plastis untuk balok pada tingkat berikutnya disajikan dalam Tabel 5.15. dan 5.16.

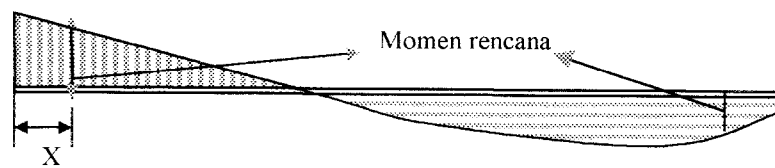
Tabel 5.15. Letak sendi plastis sebelah kiri dari balok

Balok lantai tingkat	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis (cm) $X = 0,5 dk + A + 0,3 db$
1 – 4 kiri	36.78	33.32	30	58.386
5 – 8 kiri	35.97	31.83	30	57.534
9 – 12 kiri	35.61	31.44	30	57.237
1 – 4 tengah	38.05	31.83	30	58.574
5 – 8 tengah	40.74	31.44	30	59.802
9 – 12 tengah	37.24	31.11	30	57.953
1 – 4 kanan	38.05	33.32	30	59.021
5 – 8 kanan	40.74	31.83	30	59.919
9 – 12 kanan	37.24	31.44	30	58.052

Tabel 5.16. Letak sendi plastis sebelah kanan dari balok

Balok lantai tingkat	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis (cm) $X = 0,5 dk + A + 0,3 db$
1 – 4 kiri	38.05	33.32	30	59.021
5 – 8 kiri	40.74	31.83	30	59.919
9 – 12 kiri	37.24	31.44	30	58.052
1 – 4 tengah	38.05	31.83	30	58.574
5 – 8 tengah	40.74	31.44	30	59.802
9 – 12 tengah	37.24	31.11	30	57.953
1 – 4 kanan	36.78	33.32	30	58.386
5 – 8 kanan	35.97	31.83	30	57.534
9 – 12 kanan	35.61	31.44	30	57.237

2. Momen rencana pada sendi plastis merupakan superposisi dari kombinasi pembebanan antara beban mati, beban hidup serta gaya gempa, seperti ditunjukkan oleh Gambar 5.13.



Gambar 5.13. Momen rencana pada sendi plastis

Momen rencana yang terletak pada sendi plastis adalah sebesar 33,60 tm. Untuk perhitungan momen pada sendi plastis tingkat berikutnya, disajikan oleh Tabel 5.17.

Tabel 5.17. Momen rencana pada tiap elemen

Tingkat	Elemen	Momen kiri	Momen kanan	Momen + maks
1	49	-33.6	3.61	18.46
	50	-25.86	6.48	13.22
	51	-37.02	7.14	20.30
2	52	- 37.50	6.90	18.78
	53	-28.29	9.15	14.30
	54	-39.92	9.46	20.40
3	55	- 37.84	7.39	18.83
	56	-28.74	9.58	14.26
	57	-40.21	9.71	20.20
4	58	-38.37	7.52	18.54
	59	-28.51	9.17	13.72
	60	-39.93	10.17	20.25
5	61	-33.51	2.15	17.83
	62	-27.82	8.42	12.36
	63	-33.38	3.81	19.31
6	64	-32.9	1.62	17.58
	65	-27.06	7.73	11.90
	66	-32.32	2.59	18.71
7	67	-31.3	0.09	17.14
	68	-25.27	5.97	11.20
	69	-30.31	0.49	17.93
8	70	-29.17	-1.87	16.75
	71	-23.12	3.80	10.58
	72	-28.03	-1.76	17.74
9	73	-25.66	-5.23	15.64
	74	-20.15	0.87	9.57
	75	-24.61	-5.36	16.42
10	76	-23.01	-7.76	15.46
	77	-17.34	-1.91	9.09
	78	-21.84	-8.26	15.99
11	79	-20.09	-10.52	15.32
	80	-14.41	-4.82	8.85
	81	-19.00	-11.26	15.56
12	82	-10.47	-5.70	9.04
	83	-7.92	-2.99	4.7
	84	-9.92	-5.84	9.33

Perencanaan dilaksanakan tiap empat tingkat dengan membedakan antara balok tepi dengan balok tengah. Dan momen rencana tiap empat tingkat untuk masing – masing bagian ditampilkan pada Tabel 5.18.

Tabel 5.18. Momen rencana balok

No	Elemen struktur	Momen tepi kiri (Tm)	Momen tepi kanan (Tm)
1	Balok kiri lantai 1 – 4	-38.37	7.52
2	Balok kiri lantai 5 – 8	-33.51	2.15
3	Balok kiri lantai 9 - 12	-25.66	5.23
4	Balok tengah lantai 1 – 4	-28.74	9.58
5	Balok tengah lantai 5 – 8	-27.82	8.42
6	Balok tengah lantai 9 - 12	-20.15	0.87
7	Balok kanan lantai 1 – 4	-40.21	9.71
8	Balok kanan lantai 5 – 8	-33.38	3.81
9	Balok kanan lantai 9 - 12	-24.61	-5.36

Untuk balok lantai 1 – 4 tepi momen rencana berdasarkan tabel 5.17. sebesar 40,21 tm (3486,94 kip in), dicoba profil W 12x87 dengan data sbb:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 25.6 \text{ in} & t_f &= 0.870 \text{ in} & s_y &= 39.7 \\
 d &= 12.53 \text{ in} & s_x &= 118 & r_y &= 3.07 \\
 t_w &= 0.515 \text{ in} & I_x &= 740 & Z_x &= 132 \\
 b_f &= 12.125 \text{ in} & r_x &= 5.38 & Z_y &= 60.4 \\
 I_y &= 241 & F_r &= 10 \text{ ksi} & F_y &= 36 \text{ ksi} \\
 L &= 314.96 \text{ in} & k &= 1 \\
 E &= 29000 \text{ ksi} & c_b &= 1
 \end{aligned}$$

Kapasitas momen tampang untuk profil I diekspresikan oleh Pers. 3.52 sampai dengan Pers. 3.64.

$$G = \frac{E}{2,6} = \frac{29000}{2,6} = 11153,85 \text{ ksi}$$

$$dw = d - 2.tf = 12,53 - 2 \cdot 0,81 = 10,91 \text{ in}$$

$$\text{Karena } tw/tf = 0,515/0,81 = 0,6 \text{ maka}$$

$$J = \frac{tf^2}{3(2.bf.tf + dw.tw - 0,75.tw)}$$

$$= \frac{0,81^2}{3(2 \cdot 12,125 \cdot 0,81 + 10,91 \cdot 0,515 - 0,75 \cdot 0,515)} = 5,44$$

$$A = A_s = 25,6$$

$$h = 0,95.d = 0,95 \cdot 12,53 = 11,903$$

$$C_w = \frac{I_y.h^2}{4} = \frac{241 \cdot 11,903^2}{4} = 8536,3$$

$$M_p = Z_x.F_y = 132 \cdot 36 = 4752 \text{ kip in}$$

$$M_r = (F_y - F_r)S_x = (36 - 10)118 = 3068 \text{ kip in}$$

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} = \frac{22}{118} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11153,85 \cdot 5,44 \cdot 25,6}{2}} = 3995,61$$

$$X2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{(G.J)^2} \right) = \frac{4 \cdot 8536,3}{241} \left(\frac{118}{(11153,85 \cdot 5,44)^2} \right) = 0,00054$$

$$L_r = \frac{r_y.X1}{F_y - F_r} \sqrt{\left(1 + \sqrt{1 + X2(F_y - F_r)^2} \right)} = 694,72 \text{ in} > L_b$$

$$L_p = \frac{300.r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 3,07}{\sqrt{36}} = 153,5 \text{ in}$$

$$Mn = cb \left(Mp - (Mp - Mr) \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right)$$

$$= 1,0 \left(4752 - (4752 - 3068) \frac{214,96 - 153,5}{694,72 - 153,5} \right) = 4249,62 \text{ kip in}$$

$$\phi Mn = 0,9 Mn = 0,9 \cdot 4249,62 = 3824,66 \text{ kip in} = 44,1 \text{ tm}$$

$$Mu = 40,21 < 44,10 \text{ Ok}$$

Untuk hitungan desain balok tingkat selanjutnya ditampilkan dalam Tabel 5.19.

Tabel 5.19. Hasil desain balok

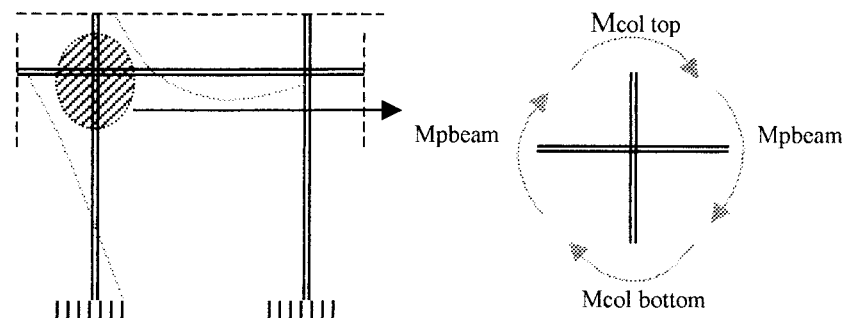
Tingkat	Profil	Mu (tm)	ϕMn	$\phi Mn / Mu$	Keterangan
Balok kiri lantai 1 – 4	W12x87	38.37	44.10	1.1494253	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok kiri lantai 5 – 8	W12x72	33.51	35.09	1.0526316	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok kiri lantai 9 – 12	W12x58	25.66	26.12	1.0204082	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok tengah lantai 1 – 4	W12x65	28.74	32.83	1.1494253	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok tengah lantai 5 – 8	W12x65	27.82	32.83	1.1764706	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok tengah lantai 9 - 12	W12x50	20.15	21.68	1.0752688	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok kanan lantai 1 – 4	W12x87	40.21	44.10	1.0989011	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok kanan lantai 5 – 8	W12x72	33.38	35.09	1.0526316	$\phi Mn / Mu > 1,0$
Balok kanan lantai 9 - 12	W12x58	24.61	26.12	1.0638298	$\phi Mn / Mu > 1,0$

5.5.2. Kolom

Pada perencanaan kolom daktail mempergunakan prinsip *strong coloumn weak beam* yaitu memperkuat kolom dibandingkan dengan balok.

Perencanaan kolom memerlukan data – data momen plastis balok pada

sendi plastis, panjang antar sendi plastis dan sebagainya seperti ditunjukkan oleh Gambar 5.14.



Gambar 5.14. Kolom daktail

Perencanaan dilakukan tiap empat lantai dengan memperhatikan letak kolom tepi dan kolom tengah. Untuk desain lantai 1 – 4 tepi perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Menghitung momen plastis pada balok yang terletak pada sendi plastis

$M_p = Z_x \cdot F_y = 132 \cdot 36 = 4752 \text{ kip in.}$ untuk perhitungan momen plastis pada tingkat – tingkat berikutnya disajikan dalam Tabel 5.19.

2. Karena pada metode konvensional momen yang dipergunakan untuk perencanaan terletak pada ujung balok dan pada metode daktail momen yang dipergunakan untuk perencanaan adalah pada sendi plastis, maka pada metode daktail perlu faktor β sebesar 1,1 (M Burneau, 1998)

$M_{pr} = \beta \cdot M_p = 1,1 \cdot 4752 = 5227,2 \text{ kip in.}$ Tabel 5.20. merupakan perhitungan M_{pr} untuk kolom tingkat - tingkat berikutnya.

Tabel 5.20. Momen pada sendi plastis

Lantai	Elemen	Zx (in ³)	Fy (in ²)	Mp = Zx.Fy	Mpr
1	49	132	36	4752	5227.2
	50	96.8	36	3484.8	3833.28
	51	132	36	4752	5227.2
2	52	132	36	4752	5227.2
	53	96.8	36	3484.8	3833.28
	54	132	36	4752	5227.2
3	55	132	36	4752	5227.2
	56	96.8	36	3484.8	3833.28
	57	132	36	4752	5227.2
4	58	132	36	4752	5227.2
	59	96.8	36	3484.8	3833.28
	60	132	36	4752	5227.2
5	61	108	36	3888	4276.8
	62	96.8	36	3484.8	3833.28
	63	108	36	3888	4276.8
6	64	108	36	3888	4276.8
	65	96.8	36	3484.8	3833.28
	66	108	36	3888	4276.8
7	67	108	36	3888	4276.8
	68	96.8	36	3484.8	3833.28
	69	108	36	3888	4276.8
8	70	108	36	3888	4276.8
	71	96.8	36	3484.8	3833.28
	72	108	36	3888	4276.8
9	73	86.4	36	3110.4	3421.44
	74	72.4	36	2606.4	2867.04
	75	86.4	36	3110.4	3421.44
10	76	86.4	36	3110.4	3421.44
	77	72.4	36	2606.4	2867.04
	78	86.4	36	3110.4	3421.44
11	79	86.4	36	3110.4	3421.44
	80	72.4	36	2606.4	2867.04
	81	86.4	36	3110.4	3421.44
12	82	86.4	36	3110.4	3421.44
	83	72.4	36	2606.4	2867.04
	84	86.4	36	3110.4	3421.44

3. Perencanaan kolom juga memperhatikan kekakuan kolom (α) tersebut,

$$\alpha = \frac{Mka}{M_{tot}} = \frac{17,09}{17,09 + 31,92} = 0,348$$

Kekakuan untuk elemen – elemen pada tingkat – tingkat berikutnya disajikan pada Tabel 5.21.

4. Momen yang dipergunakan untuk perencanaan adalah momen yang balok setelah ditransfer ke tepi balok bagian bawah dengan formula.

$$M_{\text{kolom}} = \frac{h_n}{h} \cdot \alpha \cdot DMF \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} M_{ba} \right)$$

Dimana

$$M_{pr} \text{ balok kanan} = M_{ba} = 5227,2 \text{ kip in}$$

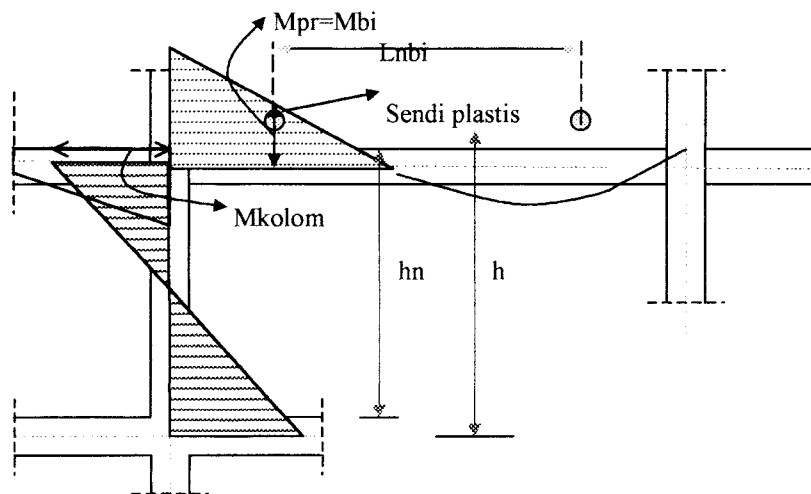
$$\text{Tinggi kolom total} = h = 177,2 \text{ in}$$

$$\text{Tinggi kolom bersih} = h_n = 170,64 \text{ in}$$

$$\text{Bentang balok sebelah kiri kolom} = L_{bi} = 800 \text{ cm} = 314,96 \text{ in}$$

$$\text{Bentang antar sendi plastis balok kanan} = L_{nbi} = 682,6 \text{ cm} = 268,7 \text{ in}$$

Letak momen pada bagian bawah dijelaskan pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Momen rencana kolom daktail

Tabel 5.21. Kekakuan kolom

Lantai	Elemen	Mka	Mkb	α_a	α_b
1	1	-17,09	--	0,348	--
	2	-8,43	--	0,251	--
	3	-16,37	--	0,303	--
	4	3,51	--	0,571	--
2	5	-25,88	31,92	0,483	0,652
	6	-18,01	25,13	0,445	0,749
	7	-28,77	37,61	0,475	0,697
	8	0,37	2,64	0,14	0,429
3	9	-27,28	27,69	0,505	0,517
	10	-20,89	22,49	0,502	0,555
	11	-30,41	31,82	0,45	0,525
	12	-1,61	2,28	0,728	0,86
4	13	-25,53	26,70	0,468	0,495
	14	-21,00	20,74	0,506	0,498
	15	-32,49	31,05	0,535	0,55
	16	1,07	0,60	0,222	0,272
5	17	-24,57	29,04	0,505	0,532
	18	-17,17	20,51	0,498	0,494
	19	-25,77	28,23	0,496	0,465
	20	1,77	3,76	0,375	0,778
6	21	-25,82	24,09	0,538	0,495
	22	-18,74	17,28	0,569	0,502
	23	-27,38	26,22	0,549	0,504
	24	1,18	-2,95	0,192	0,625
7	25	-25,57	22,13	0,555	0,462
	26	-17,62	14,17	0,61	0,431
	27	-25,83	22,50	0,57	0,451
	28	1,57	-4,98	0,182	0,808
8	29	-24,98	20,50	0,574	0,445
	30	-15,37	11,28	0,642	0,39
	31	-23,68	19,50	0,592	0,43
	32	3,43	-7,06	0,304	0,818
9	33	-22,72	18,58	0,577	0,426
	34	-12,18	8,58	0,744	0,358
	35	-20,11	16,31	0,622	0,408
	36	4,52	-7,86	0,292	0,696
10	37	-21,77	16,67	0,6	0,423
	38	-9,56	4,19	0,965	0,256
	39	-17,51	12,23	0,682	0,378
	40	5,77	-10,97	0,305	0,708
11	41	-20,13	14,51	0,613	0,4
	42	-5,96	0,35	0,673	0,035
	43	-13,67	8,15	0,73	0,318
	44	7,63	-13,14	0,34	0,695
12	45	-17,50	12,72	1	0,387
	46	-1,66	-2,90	1	0,327
	47	-9,39	5,05	1	0,27
	48	12,06	-14,81	1	0,66

$$\begin{aligned}
 5. \quad M_{\text{kolom}} &= \frac{hn}{h} \cdot \alpha \cdot DMF \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} M_{ba} \right) \\
 &= \frac{170,64}{177,20} \cdot 0,348 \cdot 1,3 \left(\frac{314,96}{268,7} 5227,2 + 0 \right) = 2669,295 \text{ kip in}
 \end{aligned}$$

6. Sehingga momen rencana = 2669,295 kip in dan gaya aksial yang bekerja pada kolom sebesar 303,54 ton (668,59 kip). Perencanaan dilakukan tiap empat lantai dengan memperhatikan letak kolom, sebagai kolom tepi atau kolom tengah. Momen dan gaya aksial rencana untuk tingkat berikutnya ditampilkan pada Tabel 5.22.

Tabel 5.22.Momen dan gaya aksial rencana

Tingkat	Gaya aksial (t)	Momen (tm)
Kolom 1 – 4 tepi	303,54	30,78
Kolom 5 – 8 tepi	190,18	38,25
Kolom 9 – 12 tepi	84,21	33,70
Kolom 1 – 4 tengah	443,75	69,38
Kolom 5 – 8 tengah	284,37	73,35
Kolom 9 – 12 tengah	134,37	70,22

7. Kolom bagian tepi pada tingkat 1 – 4 mempunyai direncanakan dengan profil W14X132, dengan data – data profil sbb :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 38,8 \text{ in}^2 & t_f &= 1.03 \text{ in} & s_y &= 74,5 \\
 d &= 14,66 \text{ in} & s_x &= 209 & r_y &= 3,76 \text{ in} \\
 t_w &= 0,645 \text{ in} & I_x &= 1530 \text{ in}^4 & Z_x &= 234 \text{ in}^3 \\
 b_f &= 14,725 \text{ in} & r_x &= 6,28 \text{ in} & Z_y &= 113 \text{ in} \\
 I_y &= 548 & F_r &= 10 \text{ ksi} & F_y &= 36 \text{ ksi} \\
 L &= 177.65 \text{ in} & k &= 1 & E &= 29000 \text{ ksi} & c_b &= 1
 \end{aligned}$$

8. Perhitungan kapasitas tampang tersebut terhadap gaya – gaya luar yang bekerja, adalah sbb

$$\lambda_c = \frac{k.l}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.177,165}{6,28 \cdot \frac{22}{7}} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,31 < 1,5 \text{ maka}$$

$$F_{cr} = 0,658^{\lambda_c} \cdot F_y = 0,658^{0,31} \cdot 36 = 31,62$$

Kapasitas penampang terhadap gaya aksial, $P_n = A_g \cdot F_{cr} = 38,8 \cdot$

$$31,62 = 1226,86 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = 0,85 \cdot 1226,86 = 1042,83 \text{ kips}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{668,59}{1042,83} = 0,641 > 0,2 \text{ maka}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_u}{9\phi M_n} < 1,0$$

$$G = \frac{E}{2,6} = \frac{29000}{2,6} = 11153,85 \text{ ksi}$$

$$d_w = d - 2 \cdot t_f = 14,66 - 2 \cdot 1,03 = 12,60 \text{ in}$$

$$\text{Karena } t_w/t_f = 0,645/1,03 = 0,6$$

$$J = \frac{t_f^2}{3} (2bf \cdot t_f + d_w \cdot t_w - 0,75 t_w)$$

$$= \frac{1,03^2}{3} (2 \cdot 14,725 \cdot 1,03 + 12,60 \cdot 0,645 - 0,75 \cdot 0,645) = 13,43$$

$$A = A_s = 38,8$$

$$h = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 14,66 = 13,927$$

$$c_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} = \frac{548 \cdot 13,927^2}{4} = 26572,70$$

$$\text{Momen plastis} = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 234.36 = 8424 \text{ kip in}$$

$$M_r = (F_y - F_r)S_x = (36 - 10)209 = 5434 \text{ kip in}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{22}{209} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11153,85 \cdot 13,43 \cdot 38,8}{2}} = 4363,69$$

$$X_2 = \frac{4C_w \left(\frac{S_x}{(G \cdot J)} \right)^2}{I_y} = \frac{4.26572,70 \left(\frac{209}{(11153,85 \cdot 13,43)} \right)^2}{548} = 0,00038$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} = 918,91 \text{ in} > L_b$$

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 3,76}{\sqrt{36}} = 188 \text{ in}$$

Kasitas penampang untuk menahan profil = M_n ,

$$\begin{aligned} M_n &= c_b \left(M_p - (M_p - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \\ &= 1,0 \left(8424 - (8424 - 5434) \frac{177,165 - 188}{918,91 - 188} \right) = 8468,3 \text{ kip in} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 M_n = 0,9 \cdot 8468,30 = 7621,49 \text{ kip in}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_u}{9\phi M_n} = \frac{668,59}{1042,83} + \frac{8.2678,266}{9.7621,49} = 0,641 + 0,312 = 0,953 < 1$$

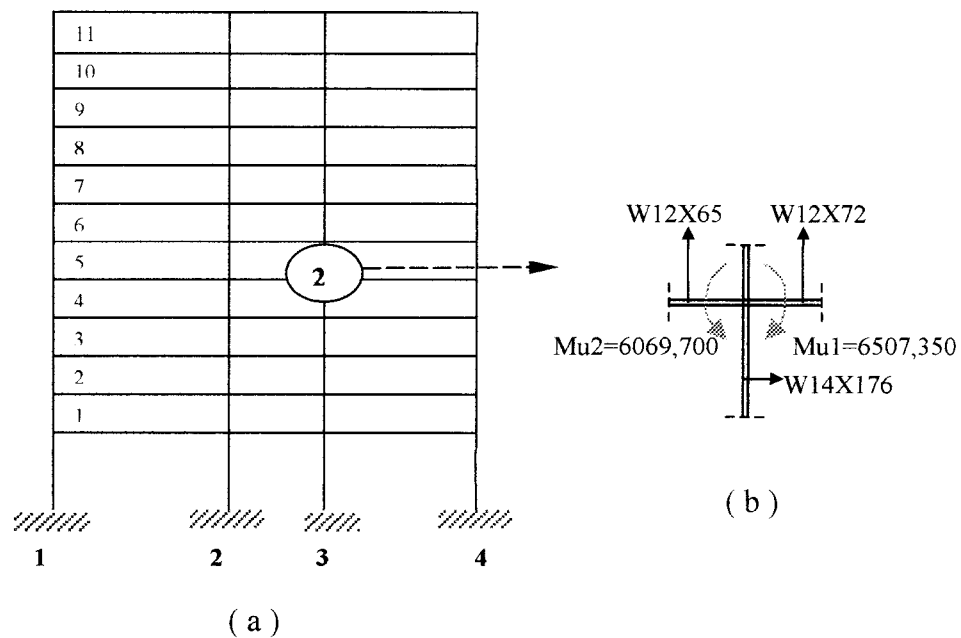
Untuk perhitungan kolom pada tingkat – tingkat berikutnya ditampilkan dalam bentuk Tabel 5.23.

Tabel 5.23. Perhitungan kolom daktail

Tingkat	Profil	P_u (t)	ϕP_n (t)	$\frac{P_u}{\phi P_n}$	M_u (tm)	ϕM_n (tm)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$	$\frac{P_u + 8 M_u}{\phi P_n + 9 \phi M_n}$
1 – 4 tepi	W14x132	303,54	473,44	0,641	30,78	87,89	0.350	0.952
5 – 8 tepi	W14x109	190,18	397,66	0,478	38,25	73,38	0.521	0.942
9 – 12 tepi	W14x74	84,21	270,01	0,312	33,70	46,02	0.732	0.963
1 – 4 tengah	W14x233	443,75	839,39	0.529	69,38	164,12	0.423	0.904
5 – 8 tengah	W14x176	284,37	646,06	0.440	73,35	121,84	0.602	0.975
9 – 12 tengah	W14x132	134,37	482,68	0.278	70,22	89,14	0.788	0.979

5.5.3. Panel Zone

Perencanaan panel zone berdasarkan momen terbesar pada setiap 4 lantai. Panel zone untuk kolom bagian tengah lantai 5 –8, seperti terlihat pada Gambar 5.16. perencanaannya adalah sbb:



Gambar 5.16. Panel Zone

Tahapan perencanaannya:

1. Menghitung momen yang terjadi pada ujung balok atau as kolom

$$Mu1 = DMF \left(\frac{Lbi}{Lnbi} Mbi \right) = 1,3 \left(\frac{314,96}{268,7} 4276,8 \right) = 6517,035 \text{ kip in}$$

$$Mu2 = \left(\frac{Lba}{Lnba} Mba \right) = 1,3 \left(\frac{255,905}{208,82} 3833,28 \right) = 6106,897 \text{ kip in}$$

2. Gaya tarik yang terjadi pada balok akibat momen yang bekerja

$$P_{uf1} = \frac{Mu1}{d} = \frac{6517,035}{12,25} = 532,00 \text{ kip}$$

$$P_{uf2} = \frac{Mu2}{d} = \frac{6106,897}{12,12} = 503,87 \text{ kip}$$

3. Cek terhadap lokal bending pada sayap kolom

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot F_y = 6,25 \cdot 1,310^2 \cdot 36 = 386,12 < P_{uf}$$

4. Cek terhadap lokal bending pada badan kolom

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= \phi (5k + N) F_y \cdot t_{wc} = 0,9 (5 \cdot 2,000 + 0,605) 36 \cdot 0,830 \\ &= 285,19 < P_{uf1} + P_{uf2} = 1032,01 \end{aligned}$$

Karena kolom tidak bisa menahan bending pada badan akibat gaya tarik oleh balok maka diperlukan perancangan panel zone.

Perencanaannya adalah sbb:

5. Pelelehan badan lokal diperlukan pengaku tekan

$$\begin{aligned} A_{st \text{ perlu}} &= \frac{\phi b f_b t_f F_y - \phi (5k + t_f) F_y t_{wc}}{F_y} \\ &= \frac{0,9 \cdot 12,00 \cdot 0,605 \cdot 36 - 285,19}{36} = 1,388 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

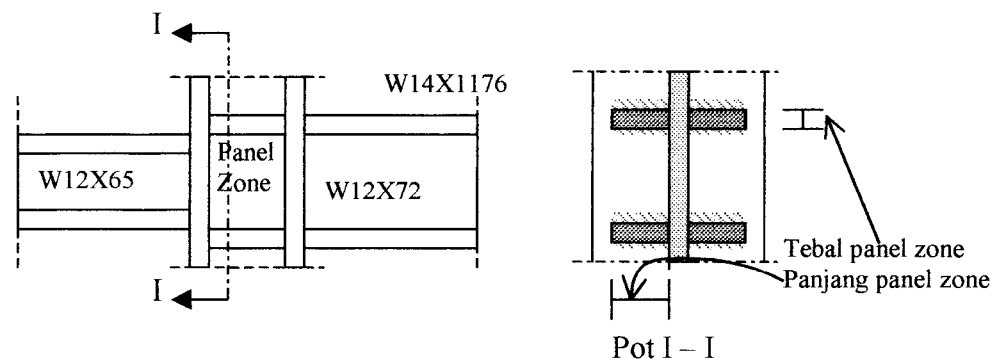
6. Lebar pengaku yang diperlukan

$$b_{min} = \frac{bfb}{3} - \frac{twc}{2} = \frac{12}{3} - \frac{0,830}{2} = 3,58 \text{ in}$$

7. Tebal pengaku yang diperlukan

$$t_{smin} = \frac{tfb}{2} = \frac{0,605}{2} = 0,30 \text{ in}$$

gunakan dua plat memberikan luas $\frac{3}{4}'' \times 4 > A_{st} = 0,569 \text{ in}^2$ seperti terlihat pada Gambar 5.17.



Gambar 5.17. Panel zone

Perhitungan panel zone untuk tingkat – tingkat berikutnya diberikan oleh Tabel 5.24. dan 5.25. berikut ini.

Tabel 5.24.Cek panel zone untuk semua tingkat

Tingkat	Mu 1	Mu 2	Puf 1	Puf 2	ϕR_{nf}	ϕR_{nw}	Ket
1 – 4 tepi kiri	7984,353	---	637,219	---	238,702	193,254	Perlu
5 – 8 tepi kiri	6507,350	---	531,212	---	166,410	144,287	Perlu
9 – 12 tepi kiri	5201,193	---	426,677	---	138,650	123,237	Perlu
1 – 4 tengah	7984,353	6109,683	637,219	504,099	665,64	432,657	Perlu
5 – 8 tengah	6507,350	6069,700	531,212	500,800	386,12	285,19	Perlu
9 – 12 tengah	5201,193	4535,912	426,677	372,101	238,703	158,355	Perlu
1 – 4 tepi kanan	7984,353	---	637,219	---	238,702	193,254	Perlu
5 – 8 tepi kanan	6507,350	---	531,212	---	166,410	144,287	Perlu
9 – 12 tepi kanan	5201,193	---	426,677	---	138,650	123,237	Perlu

Tabel 5.25. Perencanaan panel zone

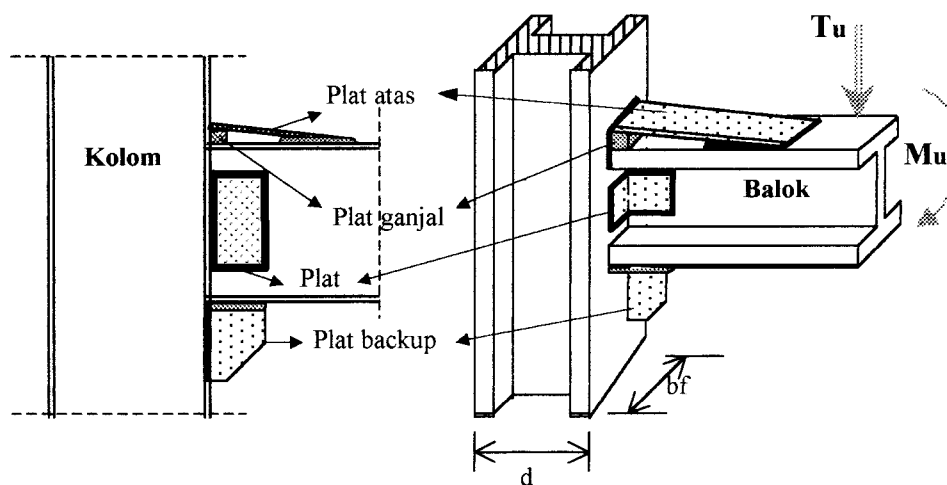
No	Tingkat	As perlu	b min	t min	As terpakai (panjang x tebal)
1	1 – 4 tepi kiri	3,47	3,719	0,405	4" x 1 " > As perlu
2	5 – 8 tepi kiri	3,25	3,75	0,335	4" x 1 " > As perlu
3	9 – 12 tepi kiri	2,34	3,11	0,32	4" x ¾ " > As perlu
4	1 – 4 tengah	1,48	3,46	0,303	4" x ½ " > As perlu
5	5 – 8 tengah	0,158	3,62	0,30	4" x ¼ " > As perlu
6	9 – 12 tengah	0,103	3,01	0,32	4" x 1/8" > As perlu
7	1 – 4 tepi kanan	3,47	3,719	0,405	4" x 1 " > As perlu
8	5 – 8 tepi kanan	3,25	3,75	0,335	4" x 1 " > As perlu
9	9 – 12 tepi kanan	2,34	3,11	0,32	4" x ¾ " > As perlu

5.5.4. Sambungan Balok Kolom

Sambungan antara balok dan kolom harus direncanakan kaku supaya bila terjadi gaya gempa maka sambungan tidak akan rusak, sebelum balok dan kolomnya rusak.

Perhitungan sambungan dihitung tiap empat lantai, baik pada kolom bagian tepi (*exterior*) maupun kolom bagian tengah (*interior*).

Gaya – gaya yang bekerja diperlihatkan Gambar 5.18.



Gambar 5.18. Sambungan balok dan kolom

Perencanaannya berdasarkan momen kapasitas terbesar pada tiap 4 lantai, adalah sebagai berikut :

1. Menentukan momen rencana untuk sambungan balok dan kolom

$$\begin{aligned} \text{Mu ext.5-8} &= \text{DMF} \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{kap} \right) = 1,3 \left(\frac{314,96}{269,1} 3042,94 \right) \\ &= 4629,977 \text{ kip in} \end{aligned}$$

Selanjutnya momen –momen pada tiap lantainya dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 5.26 Momen desain sambungan balok dan kolom

Elemen	Momen Rencana Untuk Desain Sambungan Balok Kolom (Kip in)	
	Exterior	Interior
Lantai 1 – 4	5818,880	4253,232
Lantai 5 – 8	4629,977	4248,058
Lantai 9 – 12	3442,922	2804,437

Dari tabel momen diatas tersebut selanjutnya diperhitungkan gaya tarik pada balok

2. Menghitung gaya tarik pada balok

$$T_u = \frac{\phi Mu}{d} = \frac{0,9 \cdot 4629}{12,53} = 332,49 \text{ kip}$$

3. Perencanaan luas las,

$$A_g = \frac{T_u}{\phi F_y} = \frac{332,49}{0,9 \cdot 36} = 10,26 \text{ in}^2$$

4. Sambungan dengan las fillet 0,7 in dengan elektrode E70 maka kapasitas dari las yang akan dipakai

$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) = 0,75 (0,707 \cdot a) \cdot (0,60 \cdot 70) \\ = 22,27 \text{ a kip/in}$$

dengan $a = 1,75$ maka $\phi R_{nw} = 22,27 \cdot 1,30 = 28,951 \text{ kip/in}$

5. Maka panjang las $= L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} = \frac{332,49}{28,951} = 11,48 \text{ in} = 30,19 \text{ cm}$

Perencanaan sambungan antara balok dan kolom untuk tingkat – tingkat berikutnya disajikan pada Tabel 5.27.

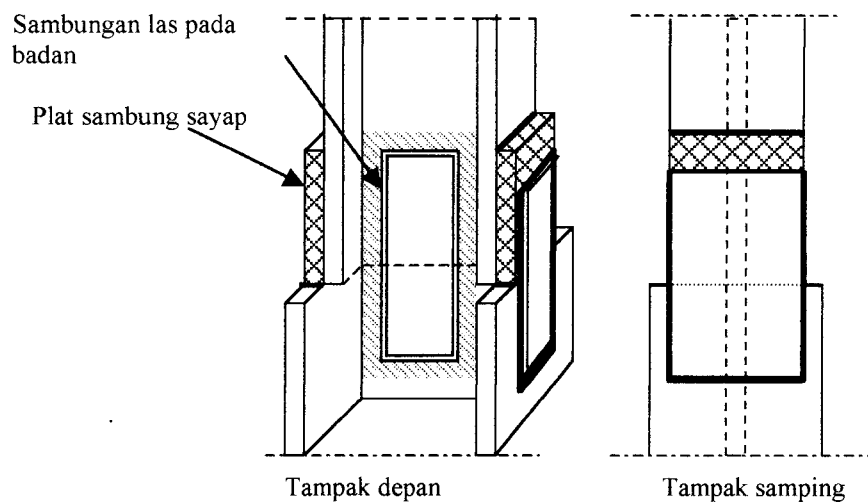
Tabel 5.27 Tebal las dan panjangnya

Tingkat	Tebal las (in)	Panjang las (in)
1 – 4 balok tepi	1,75	14,43
5 – 8 balok tepi	0,65	11,48
9 – 12 balok tepi	0,65	8,53
1 – 4 balok tengah	1,00	10,91
5 – 8 balok tengah	1,00	10,89
9 – 12 balok tengah	0,75	7,19

5.5.5. Sambungan Kolom Kolom

Perencanaan sambungan kolom dengan kolom direncanakan tiap empat lantai, hal ini dilakukan karena profil kolomnya berbeda, maka sambungannya berupa sambungan yang mempunyai ukuran profil yang berbeda, seperti terlihat pada Gambar 5.19.

Pada sambungan kolom dengan kolom diperlukan plat pengisi dengan tebal plat sama dengan tebal flens pada kolom bawah, seperti terlihat pada gambar 5.19 dibawah ini



Gambar 5.19. Sambungan kolom kolom

Sambungan antara kolom dan kolom pada tingkat 4 dan 5 bagian tepi direncanakan sbb :

Gaya geser T_u yang terjadi,

$$T_u = 13,93 \text{ T} = 30,68 \text{ kip}$$

Luas penampang plat pada badan (A_g) akibat gaya geser yang terjadi pada kolom yaitu :

$$A_g = \frac{T_u}{0,4F_y} = \frac{30,68}{0,4 \cdot 36} = 2,13 \text{ in}^2$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t_{\text{perlu}} = \frac{A_g}{2d} = \frac{2,13}{2 \cdot 14,66} = 0,07 \text{ in}$$

Dipergunakan plat sambung pada badan dengan ukuran 10 in x 2,0 in.

Perencanaan plat sayap digunakan untuk menjalankan fungsi yang seharusnya dilakukan oleh sayap tanpa sambungan, maka luas sayap A_f adalah :

$$A_f = b_f \cdot t_f = 14,725 \cdot 1,03 = 15,167 \text{ in}^2$$

Persen dari kapasitas yang diperlukan merupakan pembagian momen ultimit dibagi dengan momen nominal ($M_u / \phi M_n$). Maka luas plat yang diperlukan adalah:

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 234.36 = 8424 \text{ kip in}$$

Harga M_u didapat dari perhitungan momen pada waktu perhitungan kolom daktail. M_u untuk kolom tepi 1 – 4 adalah sebesar 30,78 tm

$$A_g = \frac{M_u}{\phi M_n} A_f = \frac{30,78 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 8424} 15,167 = 5,34 \text{ in}^2$$

Dipakai sambungan pada sayap dengan ukuran 14 in x 14 in x 2 in

Sambungan antara kolom dan kolom dipergunakan sambungan las, maka perlu perencanaan sambungan las. Perencanaannya memerlukan kapasitas momen dari kolom yang dihasilkan berdasarkan kekuatan dari penampang kolom yaitu $M_n = 8424 \text{ kip in}$

Selanjutnya gaya geser yang terjadi T_u , pada kolom akibat momen yang bekerja adalah

$$T_u = \frac{\phi M_u}{d} = \frac{0,9 \cdot 8424}{14,66} = 517,162 \text{ kip}$$

Luas las (A_g) dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan untuk sambungan kolom dan kolom akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{T_u}{\phi F_y} = \frac{517,162}{0,9 \cdot 36} = 15,96 \text{ in}^2$$

$$\phi R_{nw} = \phi (0,707a)(0,60F_{EXX}) = 0,9 \cdot (0,707a)(0,60 \cdot 70) = 26,72a \text{ in}$$

dengan tebal las 1,5 in maka $\phi R_{nw} = 26,72 \cdot 2 = 53,44$

Maka panjang las L_w yang diperlukan

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} = \frac{517,162}{53,44} = 9,68 \text{ in dipakai panjang las 10 in}$$

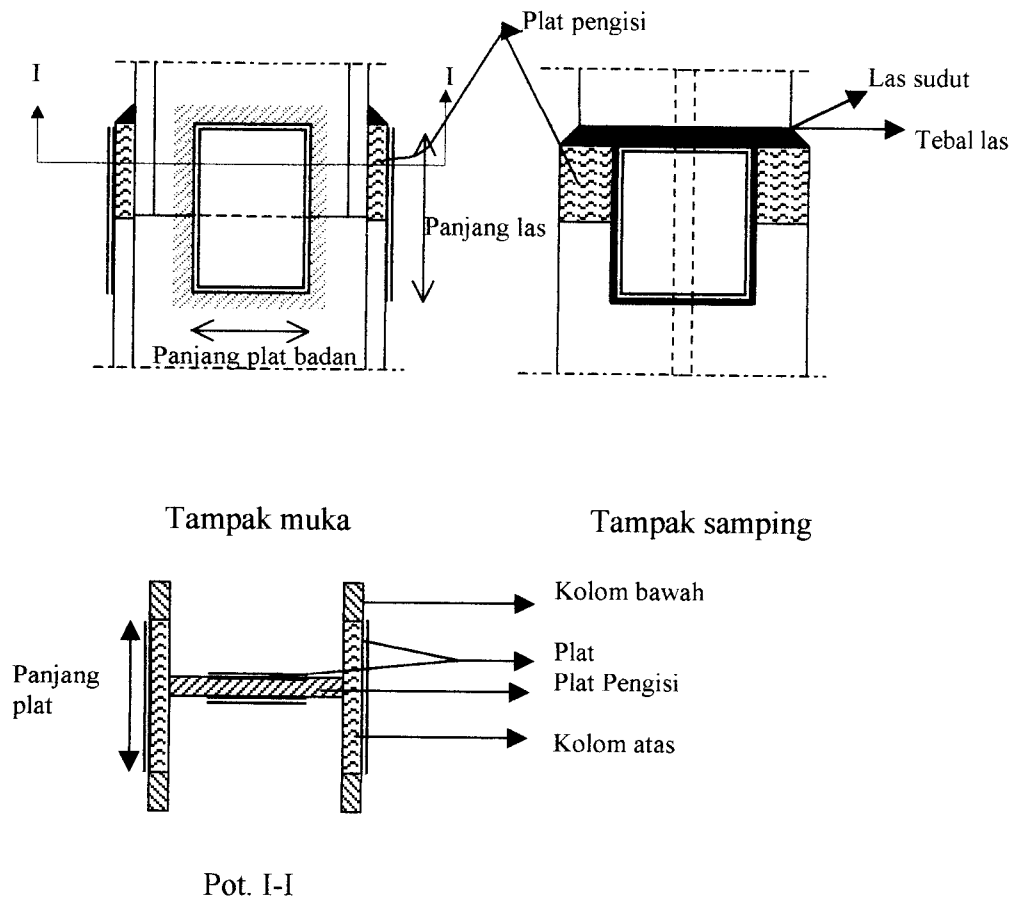
Ukuran ukurannya disajikan pada gambar 5.20.

Untuk sambungan kolom kolom pada tingkat 8 – 9 dan pada kolom bagian tengah disajikan pada Tabel. 5.28

Tabel 5.28. Sambungan kolom kolom

Kolom	Badan		Sayap		Las	
	Panjang	Tebal	Panjang	Tebal	Panjang	Tebal
4 – 5 tepi	10	2,0	10	2,0	10	2,0
8 – 9 tepi	10	1,5	10	1,5	10	1,5
4 – 5 tengah	12	2,0	12	2,0	12	2
8 – 9 tengah	12	2,0	12	2,0	12	2

Pada Gambar 5.20 sambungan kolom dengan kolom digunakan plat pengisi dengan tebal plat pengisi adalah sama dengan tebal flens kolom bawah.



Gambar 5.20 Sambungan kolom

5.5.6. Pondasi

Pondasi terletak pada tanah keras dengan $\sigma_{\text{tanah}} = 1,2 \text{ Mpa} = 0,174 \text{ ksi}$. Pondasi berupa pondasi telapak bujur sangkar.

Perencanaan pondasi berdasarkan gaya aksial dan momen dibedakan untuk kolom tepi dan kolom tengah.

1. Perencanaan untuk pondasi bagian tepi adalah sebagai berikut :

Dicoba ukuran pondasi 90 x 90 in

Gaya aksial yang bekerja pada kolom = $P_u = 303,54 \text{ ton} = 668,59 \text{ kip}$

Momen rencana = $\beta \cdot Z_x \cdot F_y = 1,1 \cdot 234 \cdot 36 = 9266,4 \text{ kip in}$

$A = 90 \times 90 = 8100 \text{ in}^2$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{90 \cdot 90^3}{12} = 5467500,00 \text{ in}^4$$

$Y = 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 90 = 45,0 \text{ in}$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot Y}{I_x} = \frac{668,59}{8100} + \frac{9266,4 \cdot 45,0}{5467500,00} = 0,159 \text{ ksi} < \sigma_{\text{tanah}} = 0,174 \text{ ksi}$$

Jadi ukuran pondasi telapak yang dipakai adalah $90 \text{ in} \times 90 \text{ in}$

2. Perencanaan untuk pondasi bagian tengah adalah sebagai berikut :

Dicoba ukuran pondasi $110 \times 110 \text{ in}$

Gaya aksial yang bekerja pada kolom = $P_u = 460,10 \text{ ton} = 1013,44 \text{ kip}$

Momen rencana = $\beta \cdot Z_x \cdot F_y = 1,1 \cdot 390 \cdot 36 = 15444,0 \text{ kip in}$

$A = 110 \times 110 = 12100 \text{ in}^2$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{110 \cdot 110^3}{12} = 12200833,33 \text{ in}^4$$

$Y = 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 110 = 55,0 \text{ in}$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot Y}{I_x} = \frac{1013,44}{12100} + \frac{15444,0 \cdot 55}{12200833,33} = 0,153 \text{ ksi} < \sigma_{\text{tanah}} = 0,174$$

Jadi ukuran pondasi telapak yang dipakai untuk bagian tengah adalah $110 \text{ in} \times$

110 in

5.5.7. Plat Dasar

Plat dasar merupakan tumpuan untuk kolom pada tingkat satu sebelum gaya – gaya yang bekerja diteruskan pada pondasi. Plat dasar pada tugas akhir ini ada dua jenis yaitu plat untuk kolom tepi dan untuk kolom tengah.

a. Plat dasar bagian tepi

Gaya aksial terbesar pada kolom = $P_u = 303,54 \text{ ton} = 668,59 \text{ kip}$

Momen rencana = $\beta \cdot Z_x \cdot F_y = 1,1 \cdot 234,36 = 9266,4 \text{ kip in}$

Mutu beton = $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ ksi}$

$$1. \text{ Luas perlu} = A = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c'} = \frac{668,59}{0,85 \cdot 0,6 \cdot 4,35} = 301,37 \text{ in}^2$$

Karena ukuran $\frac{bf}{d} = \frac{14,725}{14,66} \cong 1,0$ maka ukuran panjang x lebar ($B \times N$)

mempunyai dimensi yang sama, $B = N = \sqrt{301,37} = 17,360 \text{ in}$ dipakai

ukuran 22 in

$$\text{sehingga } f_p = \frac{P_u}{A_{\text{plat}}} = \frac{668,59}{22^2} = 1,38 < 0,35 f_c' = 1,52 \text{ Ok}$$

Tata letak kolom terhadap plat dasar dihitung sbb

$$m = 0,5 (22 - 0,95 \cdot 14,66) = 4,04 \text{ in dan}$$

$$n = 0,5 (22 - 0,8 \cdot 14,725) = 5,11 \text{ in}$$

2. Cek plat terhadap gaya aksial dan momen

Tegangan yang terjadi pada ujung bawah kolom akibat gaya aksial dan momen pada plat dasar $\leq 0,75 F_y$. Tegangan ini dihitung sbb

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{\text{plat}}} + \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{668,59}{484} + \frac{9266,4}{\frac{1}{6} 22 \cdot 22^2} = 6,60 < 0,75 F_y = 27 \text{ Ksi}$$

$$f_{p2} = \frac{Pu}{A_{plat}} - \frac{M}{\frac{1}{6} B N^2} = \frac{668,59}{484} - \frac{9266,4}{\frac{1}{6} 22 \cdot 22^2} = -3,84 < 0,75 F_y = 27 \text{ Ksi}$$

3. Tebal plat dasar

Tebal plat perlu diperhitungkan untuk mencegah terjadinya lendutan pada plat dasar, maka perlu perencanaan plat dasar. Perencanaannya adalah sbb

$$X = \frac{6,60 \cdot 22}{6,60 + 3,84} = 13,91 \text{ in}$$

$$f_{p3} = \frac{f_{p1}(x - m)}{x} = \frac{6,60(13,91 - 4,04)}{13,91} = 4,68 \text{ ksi}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot (f_{p1} + f_{p3}) \cdot \frac{1}{2} \cdot m = \frac{1}{2} (6,60 + 4,68) \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,04 = 11,4 \text{ kip in}$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0,75 F_y B}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11,4}{0,75 \cdot 36 \cdot 22}} = 0,40 \text{ in}$$

dipakai tebal plat 1,0 in

4. Angkur

Angkur dipergunakan untuk menahan gaya tarik, direncanakan berdasarkan tegangan minimum, yaitu

$$A = (B - x) \cdot N = (22 - 13,91) \cdot 22 = 177,98 \text{ in}^2$$

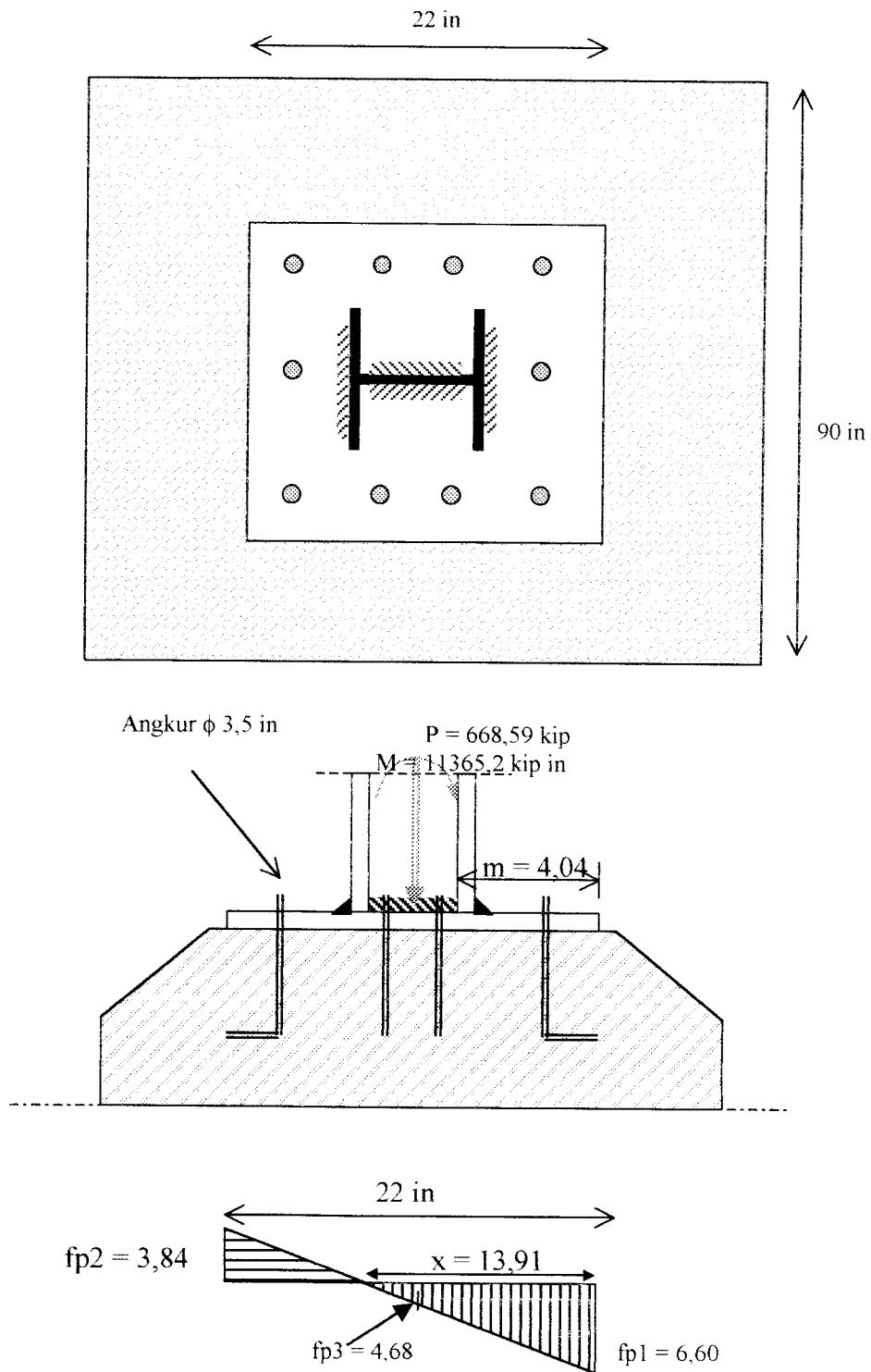
$$P = f_{pmin} \cdot A = 3,84 \cdot 177,98 = 683,44$$

$$A_{angkur} = \frac{Pu}{0,6 F_y} = \frac{683,44}{0,6 \cdot 36} = 31,64 \text{ in}^2$$

Dipakai 4 buah angkur dengan ϕ 3,5 in pada masing – masing sisi.

$$A_{aktual} = 4 \cdot (0,25 \cdot 3,14 \cdot 3,5^2) = 38,48 > A_{angkur} = 31,6 \text{ in}$$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.21.



Gambar 5.21. Plat dasar kolom

b. Plat dasar bagian tengah

Gaya aksial terbesar pada kolom = $P_u = 460,10 \text{ ton} = 1013,44 \text{ kip}$

Momen rencana = $\beta \cdot Z_x \cdot F_y = 1,1 \cdot 390 \cdot 36 = 15444,0 \text{ kip in}$

Mutu beton = $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ ksi}$

$$1. \text{ Luas perlu} = A = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c'} = \frac{4531,89}{0,85 \cdot 0,6 \cdot 4,35} = 2042,77 \text{ in}^2$$

Karena ukuran $\frac{bf}{d} = \frac{15,89}{16,04} \cong 1,0$ maka ukuran panjang x lebar ($B \times N$)

dimensi yang sama, $B = N = \sqrt{2042,77} = 45,197$ dipakai ukuran 47 in

$$\text{sehingga } f_p = \frac{P_u}{A_{plat}} = \frac{1013,44}{47^2} = 0,46 < 0,35 f_c' = 1,52 \text{ Ok}$$

Tata letak kolom terhadap plat dasar dihitung sbb

$$m = 0,5 (47 - 0,95 \cdot 16,04) = 15,881 \text{ in}$$

$$n = 0,5 (47 - 0,8 \cdot 15,89) = 17,14 \text{ in}$$

2. Cek plat terhadap gaya aksial dan momen

3. Tegangan yang terjadi pada ujung bawah kolom akibat gaya aksial dan momen pada plat dasar $\leq 0,75 F_y$. Tegangan ini dihitung sbb

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} + \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{1013,44}{2209} + \frac{15444}{\frac{1}{6} 47 \cdot 47^2} = 1,35 < 0,75 F_y = 27 \text{ Ksi}$$

$$f_{p1} = \frac{P_u}{A_{plat}} - \frac{M}{\frac{1}{6} B \cdot N^2} = \frac{1013,44}{2209} - \frac{15444}{\frac{1}{6} 47 \cdot 47^2} = 0,43 < 0,75 F_y = 27 \text{ Ksi}$$

4. Tebal plat dasar

Tebal plat perlu diperhitungkan untuk mencegah terjadinya lendutan pada plat dasar, maka perlu perencanaan plat dasar. Perencanaannya adalah sbb

$$X = \frac{1,35.47}{1,35 + 0,43} = 35,65 \text{ in}$$

$$f_{p3} = \frac{f_{p1}(x - m)}{x} = \frac{1,35(35,65 - 15,881)}{35,65} = 0,75 \text{ ksi}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot (f_{p1} + f_{p3}) \cdot \frac{1}{2} \cdot m = \frac{1}{2} (1,35 + 0,75) \cdot \frac{1}{2} \cdot 15,881 = 8,34 \text{ kip in}$$

Tebal plat yang diperlukan adalah

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0,75F_y.B}} = \sqrt{\frac{6.8,34}{0,75.36.47}} = 0,22 \text{ in}$$

dipakai tebal plat 1,0 in

5. Angkur

Angkur dipergunakan untuk menahan gaya tarik, direncanakan berdasarkan tegangan minimum, yaitu

$$A = (B - x) \cdot N = (47 - 35,65) \cdot 47 = 533,45 \text{ in}^2$$

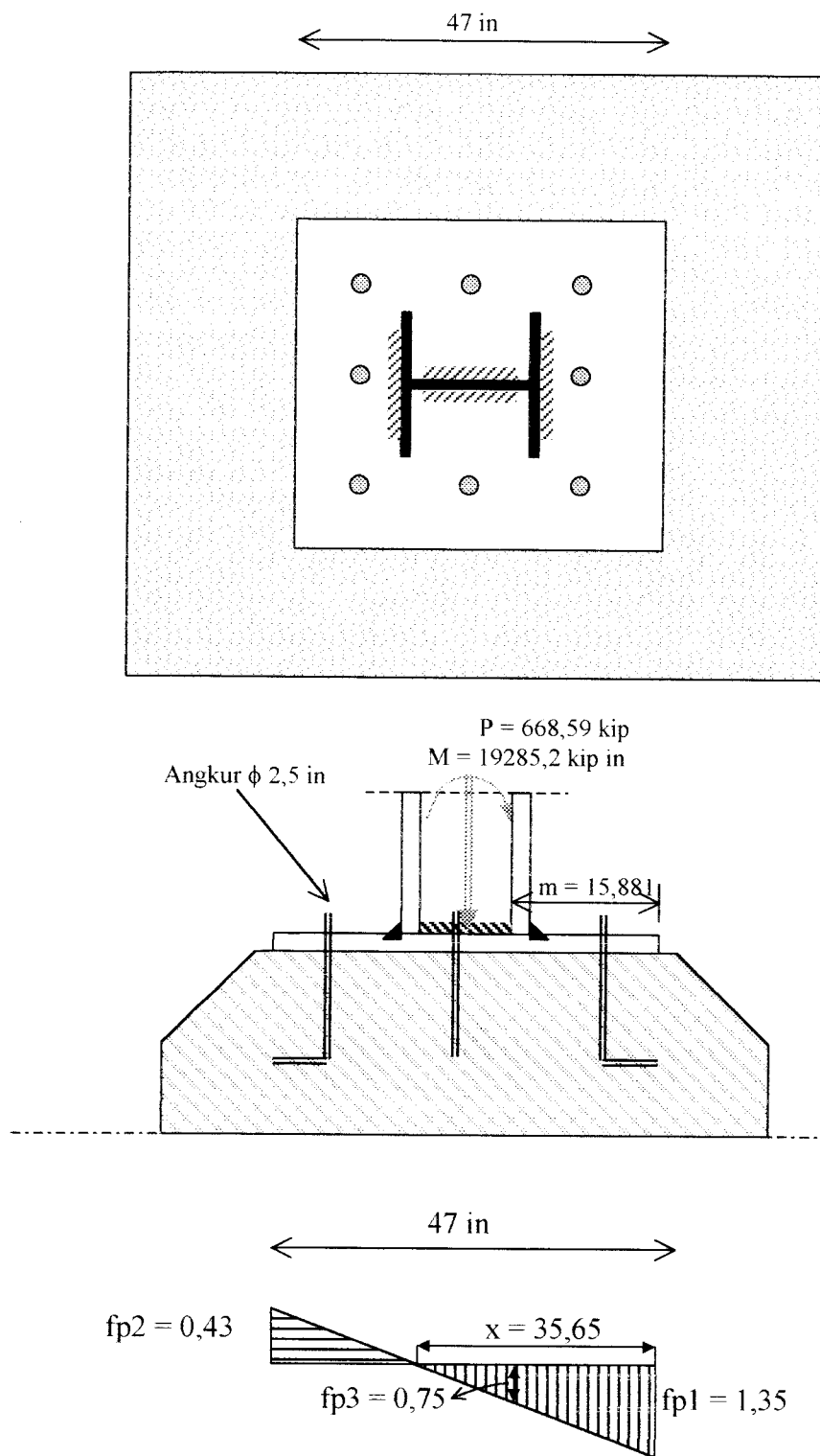
$$P = f_{pmin} \cdot A = 0,43 \cdot 646,72 = 278,09$$

$$A_{\text{angkur}} = \frac{P}{0,6F_y} = \frac{278,09}{0,6.36} = 12,87 \text{ in}^2$$

Dipergunakan 3 buah angkur dengan diameter 2,5 in pada masing – masing sisi.

$$A_{\text{aktual}} = 3 \cdot (0,25 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2) = 14,73 > A_{\text{angkur}} = 12,87 \text{ in}$$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5.22. Plat dasar kolom

BAB VI

HASIL DAN PEMBAHASAN

Hasil dari perencanaan struktur dengan menggunakan metode konvensional dan metode daktail pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

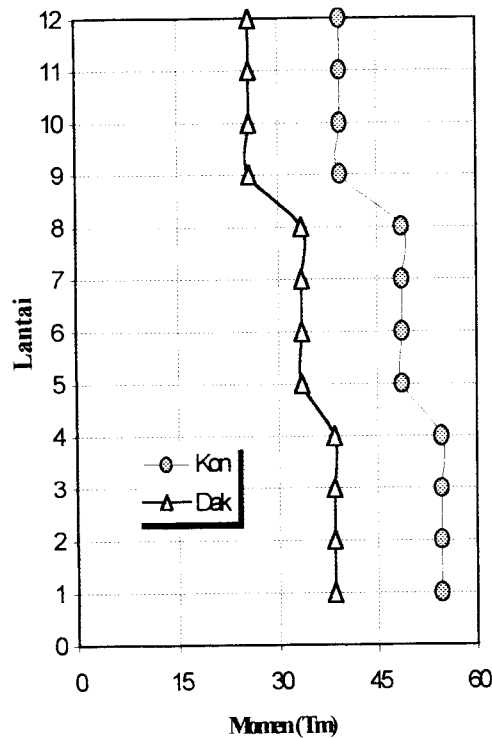
6.1 Balok

Hasil momen rencana dan profil yang dapat dipakai untuk elemen balok dengan metode konvensional dan metode daktail ditabelkan sebagai berikut:

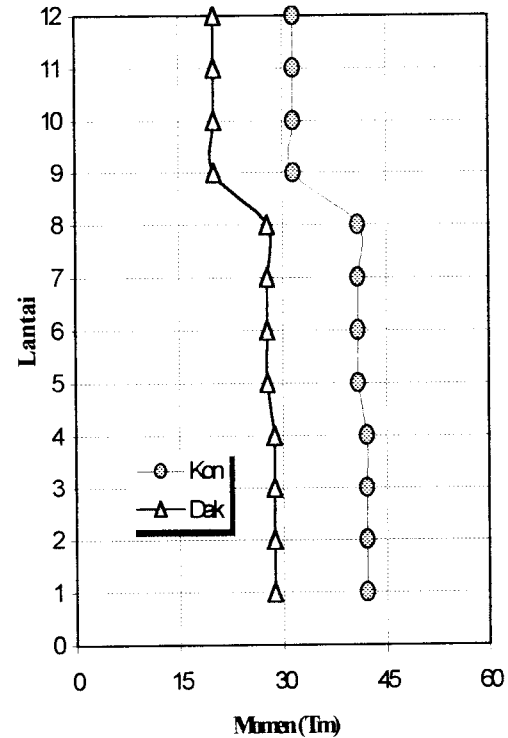
Tabel 6.1 Momen rencana dan profil balok

Elemen Struktur	Metode Konvensional			Metode Daktail		
	Momen (tm)	Profil	Berat Profil kg/m)	Momen (tm)	Profil	Berat Profil kg/m)
Balok kiri Lt. 9-12	- 39,40	W12X79	117,56	-25,66	W12x58	86,31
Balok kiri Lt. 5-8	- 48,67	W12X87	129,46	-33.51	W12x72	107,15
Balok kiri Lt. 1-4	- 54,57	W12X120	178,57	-38.37	W12x87	129,47
Balok tengah Lt. 9-12	- 31,60	W12X72	107,15	-20,15	W12x50	74,41
Balok tengah Lt. 5-8	- 40,98	W12X79	117,56	-27.82	W12x65	96,73
Balok tengah Lt. 1-4	- 42,16	W12X87	129,47	-28.74	W12x65	96,73
Balok kanan Lt. 9-12	- 38,25	W12X79	117,56	-24,61	W12x58	86,31
Balok kanan Lt. 5-8	- 48,67	W12X87	129,46	-33.38	W12x72	107,15
Balok kanan Lt. 1-4	- 56,78	W12X120	178,57	-40.21	W12x87	129,47

Untuk memperjelas hasil komparasi yang didapat dari kedua metode tersebut, maka momen, profil dan berat profil dibuat grafik seperti terlihat pada gambar 6.2 dan 6.3 dibawah ini



Gambar 6.1
Momen Balok Kiri dan Kanan



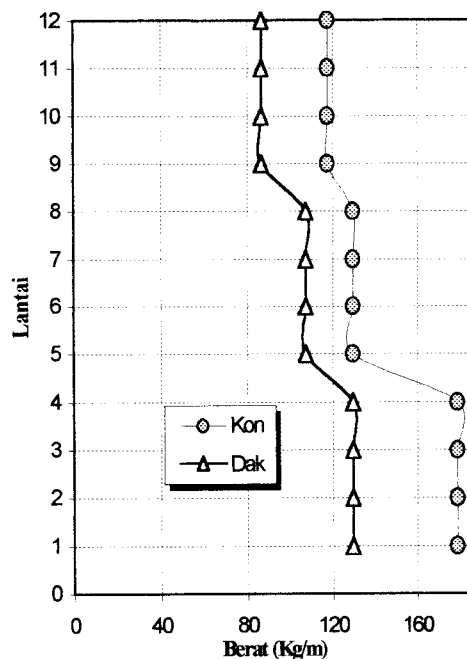
Gambar 6.2
Momen Balok Tengah

Dari hasil tabel dan gambar grafik tersebut maka dapat dilihat bahwa momen perencanaan balok untuk metode konvensional lebih besar dibandingkan dengan metode daktail.

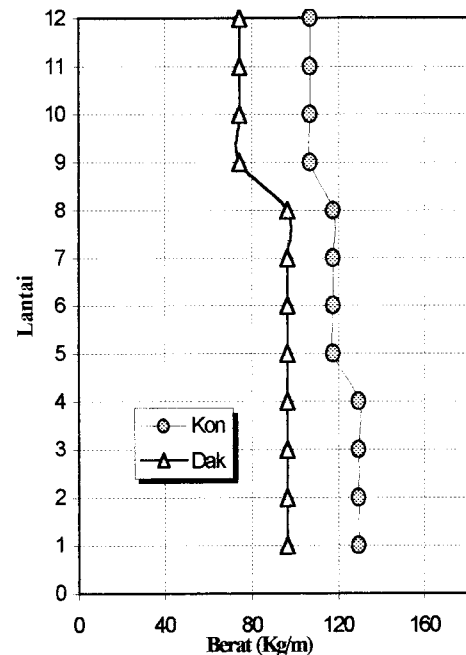
Hal ini disebabkan pada perencanaan momen untuk konvensional pada umumnya berdasarkan momen-momen pada ujung balok atau pada as kolom, sedangkan untuk metode daktail berdasarkan momen pada sendi plastis.

Momen pada sendi plastis ini direncanakan sebagai momen rencana pada metode daktail dengan tujuan agar mekanisme keruntuhan terjadi pada balok.

Selanjutnya dapat kita lihat pada perbandingan profil yang dihasilkan kedua metode tersebut, pada metode konvensional menghasilkan profil-profil yang lebih besar dan memiliki berat profil yang lebih besar dibandingkan dengan profil-profil pada metode daktail.



Gambar 6.3
Berat Profil Balok Kiri dan Kanan



Gambar 6.4
Berat Profil Balok Tengah

Dari gambar 6.3 dan 6.4 menyatakan bahwa profil yang dihasilkan dengan menggunakan metode daktail lebih ekonomis dibandingkan pada metode konvensional. Untuk mengetahui kontrol kapasitas dari profil-profil yang didapat dari kedua metode tersebut maka langkah selanjutnya memperbandingkan kontrol kapasitas momen.

Kapasitas momen yang dihasilkan dari profil-profil balok pada metode daktail dan metode konvensional dapat dilihat pada tabel 6.2 berikut ini:

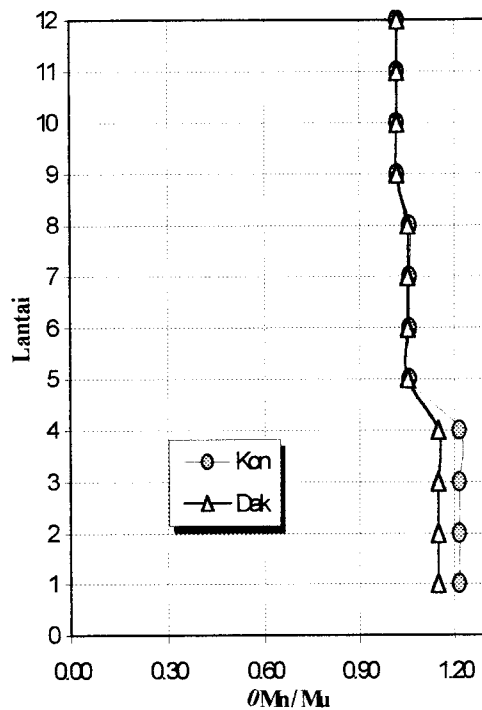
Tabel 6.2 Rasio kapasitas momen

Elemen Struktur	Metode konvensional			Metode Daktail			Ket
	Mu (tm)	ϕM_n (tm)	$\frac{\phi M_n}{Mu}$	Mu (tm)	ϕM_n (tm)	$\frac{\phi M_n}{Mu}$	
Balok kiri Lt, 9-12	- 39,40	40,2	1,0205	-25,66	26,1	1,0204	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok kiri Lt, 5-8	- 48,67	51,5	1,0597	-33,51	35,1	1,0526	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok kiri Lt, 1-4	- 54,57	66,3	1,2164	-38,37	44,1	1,1494	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok teng Lt, 9-12	- 31,60	36,9	1,1705	-20,15	21,6	1,0752	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok teng Lt, 5-8	- 40,98	41,1	1,0034	-27,82	32,8	1,1764	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok teng, Lt, 1-4	- 42,16	52,0	1,2336	-28,74	32,8	1,1494	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok kanan Lt,9-12	- 38,25	40,2	1,0512	-24,61	26,1	1,0638	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok kanan Lt, 5-8	- 48,67	51,5	1,0597	-33,38	35,0	1,0526	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$
Balok kanan Lt, 1-4	- 56,78	66,3	1,1690	-40,21	44,1	1,0989	$\frac{\phi M_n}{Mu} > 1,0$

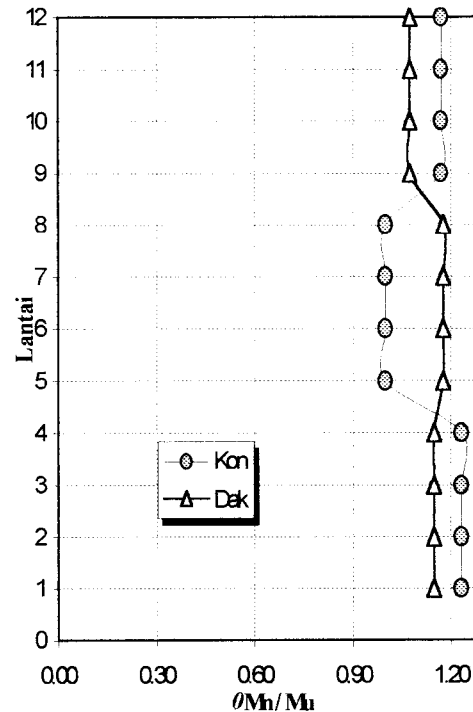
Dari tabel 6.2 dan gambar komparasi kontrol kapasitas momen balok menunjukkan bahwa perbandingan untuk nilai rasio momen kapasitas dari metode konvensional dan metode daktail memiliki nilai rata-rata relatif sama.

Hal ini menunjukkan bahwa perencanaan dengan metode daktail lebih efisien dan hemat serta aman terhadap struktur dari beban mati, beban hidup serta gaya gempa yang memiliki waktu getar maksimal 1,495 detik pada tanah keras dan daerah gempa III.

Untuk memperjelas rasio perbandingan momen kapasitas pada metode konvensional dan metode daktail dapat dilihat pada gambar berikut ini



Gambar 6.5
Kontrol Kapasitas Momen Balok
Kiri dan Kanan



Gambar 6.6
Kontrol Kapasitas Momen Balok Tengah

Pada gambar balok bagian tengah kapasitas momen yang terjadi antara metode konvensional dengan metode daktail memiliki nilai yang bersilangan yaitu pada lantai 4-5 dan 8-9, hal ini disebabkan oleh kenaikan grafik nilai kapasitas momen pada metode daktail . Kenaikan grafik ini disebabkan oleh karena momen rencana untuk metode daktail terjadi penurunan seperti terlihat pada grafik momen balok tengah sedangkan profil yang digunakan untuk balok tengah tidak terjadi penurunan, atau sama dengan lantai dibawahnya yaitu lantai 1-4.

Profil pada balok tengah untuk lantai 1-4 digunakan sama dengan lantai 5-9 dengan alasan agar lebar badan (bf) balok $\ll$ lebar badan (bf) kolom, bila pada balok tersebut (W12X65) diperkecil maka syarat tersebut tidak terpenuhi.

Prosentase efisiensi penggunaan metode daktail terhadap metode konvensional berdasarkan berat profil balok adalah 13,78% lebih kecil dibandingkan dengan metode konvensional.

6.2 Kolom

Hasil momen rencana dan profil yang dapat dipakai untuk kolom dengan metode konvensional dan metode daktail ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 6.3 Momen rencana dan profil kolom

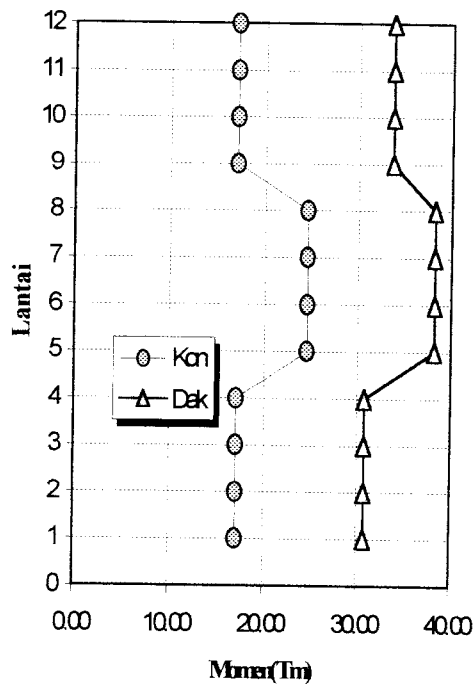
Elemen Struktur	Metode Konvensional				Metode Daktail			
	M (tm)	P (ton)	Profil	Berat Profil (kg/m)	M (tm)	P (ton)	Profil	Berat Profil (kg/m)
Kol. Ki Lt. 9-12	22,72	84,2	W14X90	133,9	33,70	84,2	W14X74	110,1
Kol. Ki Lt. 5-8	24,57	190,18	W14X99	147,3	38,25	190,18	W14x109	162,2
Kol. Ki Lt. 1-4	17,09	303,54	W14X120	178,5	30,78	303,54	W14X132	196,4
Kol. Tg Lt. 9-12	20,11	134,37	W14X90	133,9	70,22	134,37	W14X132	196,4
Kol. Tg Lt. 5-8	25,77	284,37	W14X132	196,4	73,35	284,37	W14X176	215,8
Kol. Tg. Lt. 1-4	16,37	443,75	W14X159	236,6	69,38	443,75	W14X233	346,7
Kol. Ka Lt. 9-12	22,72	84,2	W14X90	133,9	33,70	84,2	W14X74	110,1
Kol. Ka Lt. 5-8	24,57	190,18	W14X99	147,3	38,25	190,18	W14x109	162,2
Kol. Ka Lt. 1-4	17,09	303,54	W14X120	178,5	30,78	303,54	W14X132	196,4

Pada perencanaan dengan metode konvensional kolom maupun balok direncanakan sama kuatnya, hal ini akan membahayakan bila terjadi gaya gempa, sehingga kemungkinan keruntuhan pada kolom akan terjadi terlebih dahulu dari pada balok.

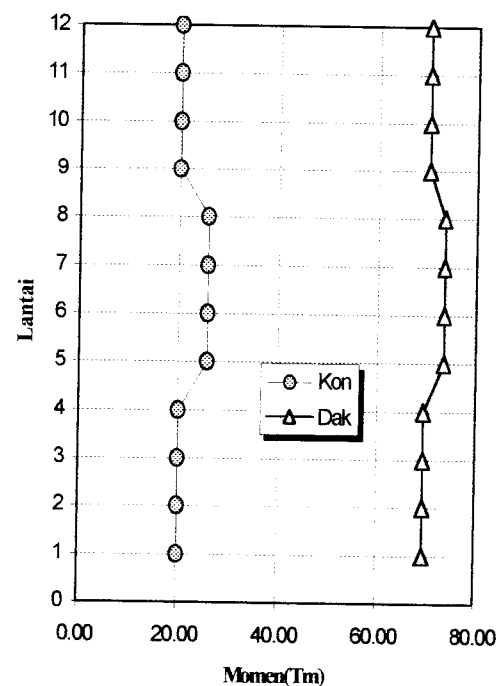
Perencanaan dengan metode daktail mempergunakan *prinsip strong coloumn weak beam* yaitu kolom direncanakan lebih kuat daripada balok, karena kolom akan menerima beban transfer dari balok akibat gaya gempa.

Oleh karena itu pada kolom terjadi pembesaran momen rencana kolom, seperti terlihat pada tabel 6.3.

Momen yang dipergunakan untuk perencanaan kolom pada metode daktail momen rencananya lebih besar daripada metode konvensional, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.



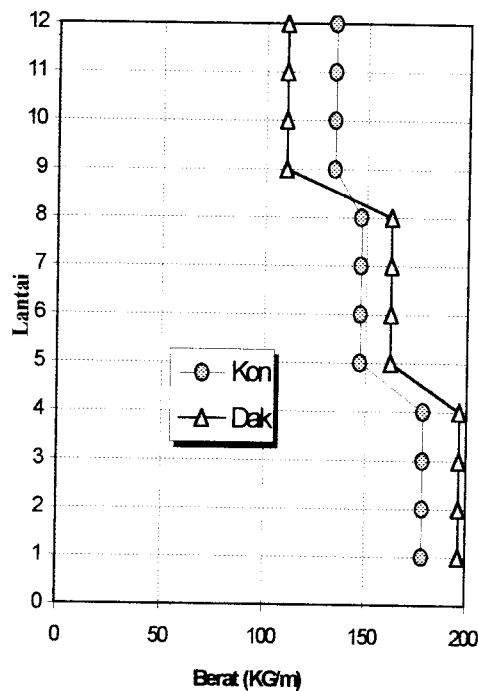
Gambar 6.7
Momen Kolom Kiri dan Kanan



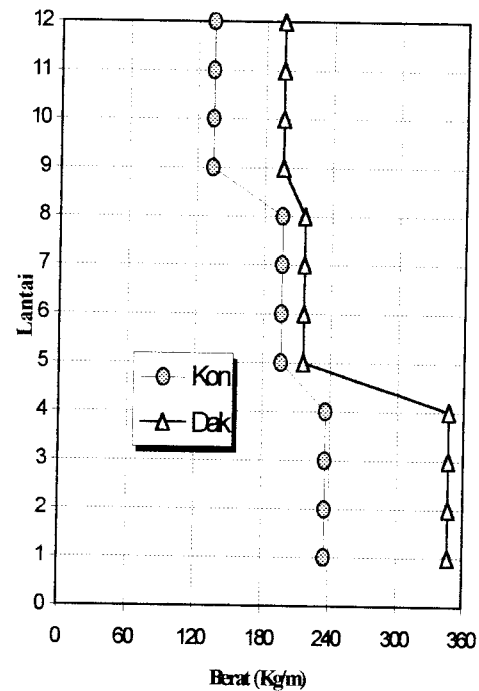
Gambar 6.8
Momen Kolom Tengah

Dengan adanya pembesaran momen kolom pada metode Daktail mengakibatkan profil yang digunakan menjadi besar hal ini dikarenakan penerapan *strong cloumn weak beam* dimana kolom direncanakan menerima transfer dari momen balok.

Perbandingan besarnya profil yang digunakan pada metode daktail terhadap metode konvensional berdasarkan berat profil dapat dilihat pada gambar 6.9 dan 6.10 di bawah ini:



Gambar 6.9
Berat Profil Kolom Kiri dan Kanan



Gambar 6.10
Berat Profil Kolom Tengah

Dari gambar 6.9 dan gambar 6.10 berat profil kolom pada metode daktail tidak ekonomis dibandingkan pada metode konvensional, akan tetapi untuk segi kekuatan dan keamanan perlu diperhitungkan.

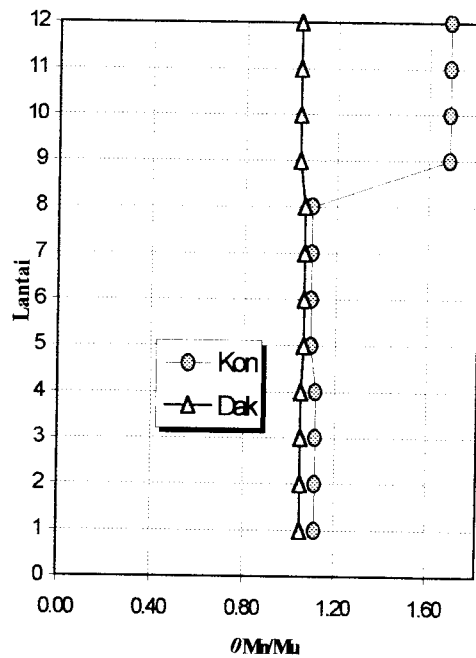
Untuk mengetahui kekuatan dan keamanan pada profil-profil tersebut dapat dilihat pada tabel kontrol kapasitas dibawah ini.

Tabel 6.4 Kontrol kapasitas kolom

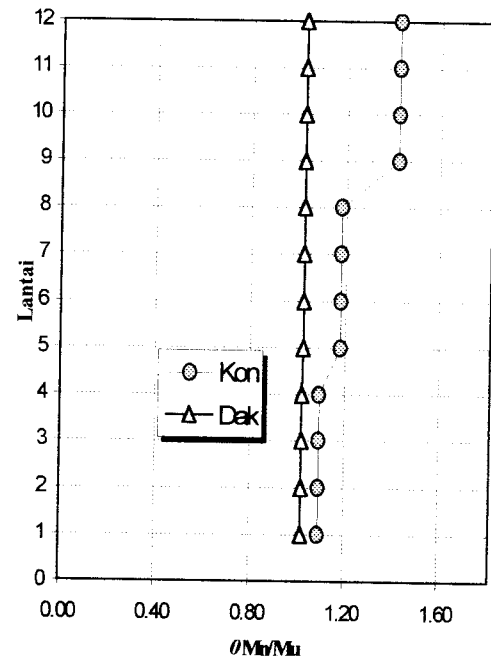
Elemen struktur	Metode Konvensional		Metode Daktail	
	Profil	$\frac{\phi P_n + 9 \phi M_n}{P_u + 8 M_u}$	Profil	$\frac{\phi P_n + 9 \phi M_n}{P_u + 8 M_u}$
Kolom. Kiri Lt. 9-12	W14X90	1,691	W14X74	1,038
Kolom. Kiri Lt. 5-8	W14X99	1,094	W14x109	1,061
Kolom. Kiri Lt. 1-4	W14X120	1,116	W14X132	1,051
Kolom. Tengah Lt. 9-12	W14X90	1,418	W14X132	1,021
Kolom. Tengah Lt. 5-8	W14X132	1,182	W14X176	1,025
Kolom. Tengah. Lt. 1-4	W14X159	1,095	W14X233	1,106
Kolom. Kanan Lt. 9-12	W14X90	1,691	W14X74	1,038
Kolom. Kanan Lt. 5-8	W14X99	1,094	W14x109	1,061
Kolom. Kanan Lt. 1-4	W14X120	1,116	W14X132	1,051

Pada tabel 6.4 di atas dapat dilihat bahwa penggunaan profil pada kolom dengan metode konvensional dan metode daktail dimana pada metode daktail terjadi pembesaran profil yang lebih besar menghasilkan kontrol kapasitas yang relatif sama kecuali pada metode konvensional terjadi sedikit pemborosan pada lantai 9-12 hal ini terjadi karena keterbatasan profil yang ada pada tabel AISC.

Perbandingan kontrol kapasitas dari metode konvensional dengan metode daktail dapat dilihat pada gambar 6.12 dan 6.13 berikut ini:



Gambar 6.11
Kontrol Kapasitas Kolom
Kiri dan Lantai



Gambar 6.12
Kontrol Kapasitas Kolom
Tengah

Dari gambar kontrol kapasitas dapat dilihat bahwa angka keamanan yang dihasilkan oleh metode daktail dan metode konvensional relatif sama kecuali pada lantai 9-12 untuk konvensional terjadi pemborosan dikarenakan pemilihan profil yang tersedia pada tabel AISC terbatas.

6.3. Panel Zone

Panel zone dipergunakan untuk menahan gaya tarik dan desak akibat momen yang bekerja pada balok. Gaya tarik terjadi pada sambungan balok dan kolom yaitu pada sayap kolom (*flens*). Pada sisi bawah balok yang berhubungan dengan kolom terjadi gaya desak.

Hasil dari perencanaan luas panel zone dengan menggunakan metode konvensional dan metode daktail adalah sebagai berikut:

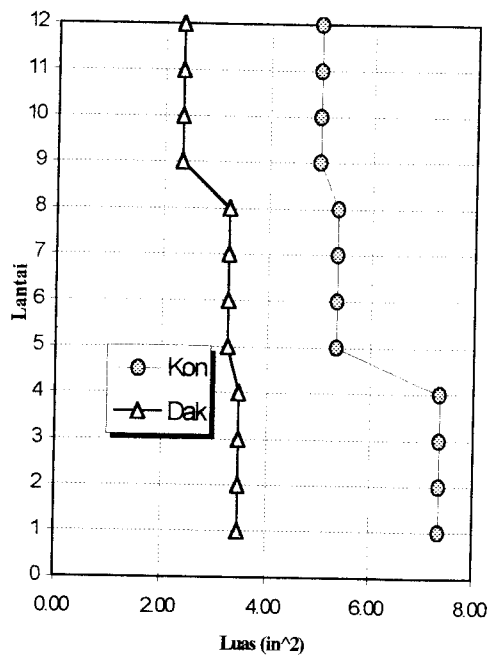
Tabel 6.5 Luas Perencanaan Panel Zone

Joint	Metode Konvensional	Metode Daktail
	As panel zone (in ²)	As panel zone (in ²)
Lantai 9-12 kiri = kanan	4,98	2,34
Lantai 5-8 kiri = kanan	5,35	3,25
Lantai 1-4 kiri = kanan	7,351	3,47
Lantai 9-12 tengah	4,272	0,103
Lantai 5-8 tengah	2,666	0,158
Lantai 1-4 tengah	5,225	1,48

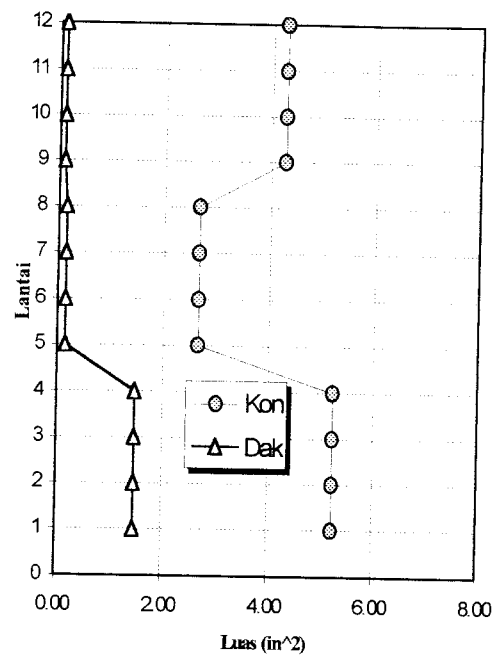
Hasil hitungan pada perencanaan panel zone pada kedua metode tersebut menyatakan bahwa panel zone diperlukan. Dari tabel 6.5 luas panel zone yang diperlukan.

Panel zone untuk metode daktail dan konvensional luas tampang panel zone yang diperlukan sangat relatif terhadap profil balok dan kolomnya. Luasan panel zone ini tergantung dari harga-harga lebar badan (bf), tebal sayap (tf) pada balok, dan tebal badan (tw), jarak dari muka luar *flens* ketumit badan *fillet* (K) pada kolom seperti terlihat pada pers. 3.31

Pada metode daktail luas Panel Zone lebih kecil dari luas Panel Zone metode konvensional, hal ini dikarenakan luas panel zone berdasarkan gaya tarik yang terjadi pada flens balok, dimana profil balok pada metode daktail lebih kecil daripada profil balok pada metode konvensional sehingga mengakibatkan luasan panel zone pada metode daktail lebih ekonomis dari pada dengan menggunakan metode konvensional seperti terlihat pada gambar 6.13 dan gambar 6.14.



Gambar 6.13
Panel Zone Joint Kiri dan Kanan



Gambar 6.14
Panel Zone Joint Tengah

6.4. Sambungan Balok Kolom

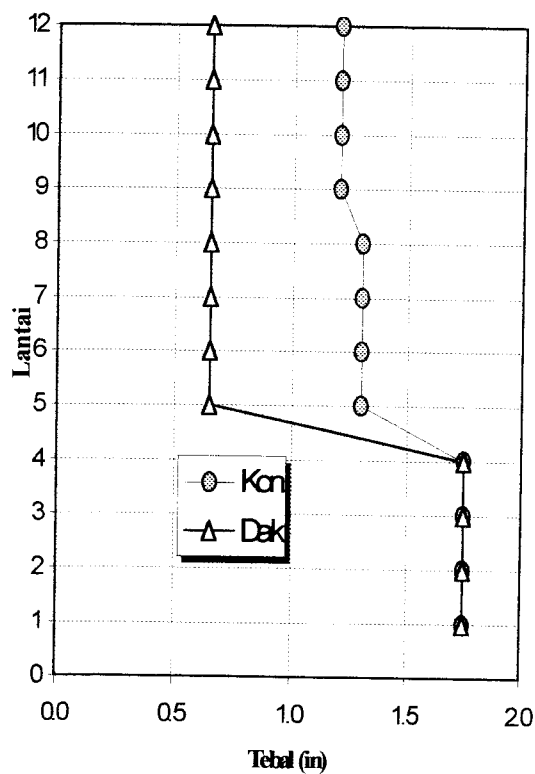
Pada studi komparasi tugas akhir ini hubungan antara balok dan kolom dipergunakan sambungan las. Karena las cenderung mempunyai sifat yang kaku (tidak ada rotasi) selain dari pada itu dengan sambungan las memudahkan dalam pelaksanaan di lapangan, hasil-hasil dari tebal las dan panjang las yang diperlukan untuk sambungan balok kolom dapat dilihat pada tabel 6.6.

Dari tabel 6.6 dapat dilihat bahwa kebutuhan tebal las pada metode daktail lebih kecil dibandingkan dengan metode konvensional. Sehingga perencanaan sambungan balok dan kolom dengan metode daktail lebih ekonomis.

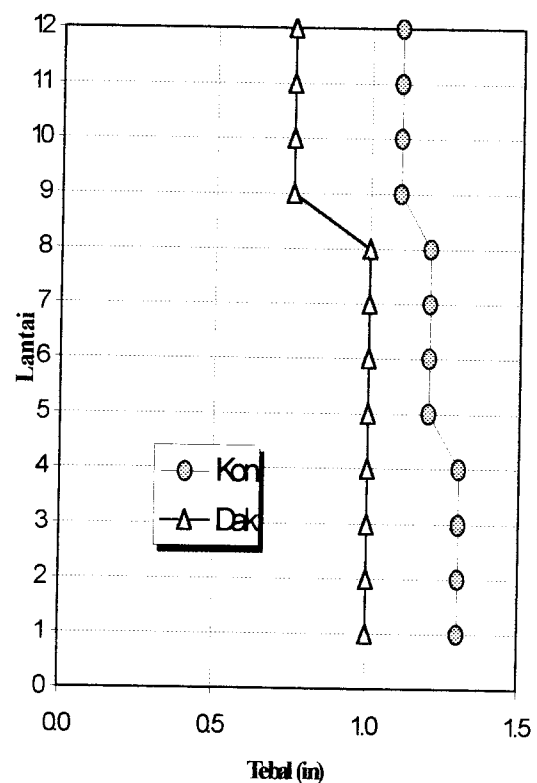
Tabel 6.6 tebal las dan panjang las untuk sambungan balok kolom

Sambungan Balok Kolom	Metode Konvensional		Metode Daktail	
	Tebal las (in)	Panjang las (in)	Tebal las (in)	Panjang las (in)
Lt.9- 12 sebelah kiri	1,20	11,654	0,65	8,53
Lt.5- 8 sebelah kiri	1,30	11,787	0,65	11,48
Lt.1- 4 sebelah kiri	1,75	11,786	1,75	14,43
Lt.9- 12 tengah	1,10	11,660	0,75	7,19
Lt.5- 8 tengah	1,20	11,654	1,00	10,89
Lt.1- 4 tengah	1,30	11,789	1,00	10,91
Lt.9- 12 sebelah kanan	1,20	11,654	0,65	8,53
Lt.5- 8 sebelah kanan	1,30	11,787	0,65	11,48
Lt.1- 4 sebelah kanan	1,75	11,786	1,75	14,43

Untuk memperjelas hasil perbandingan tebal dan panjang las pada metode konvensional dengan metode daktail diberikan gambar 6.16 dan 6.17.



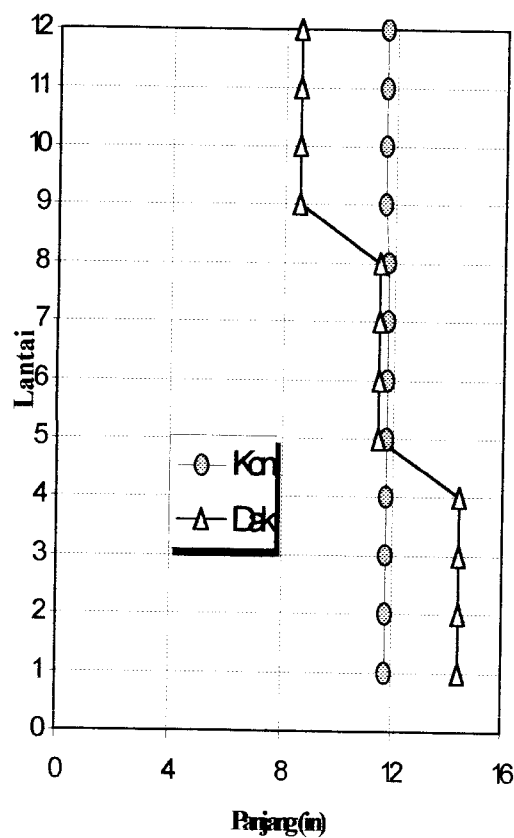
Gambar 6.15
Tebal Las Sambungan Balok Kolom
Kiri dan Kanan



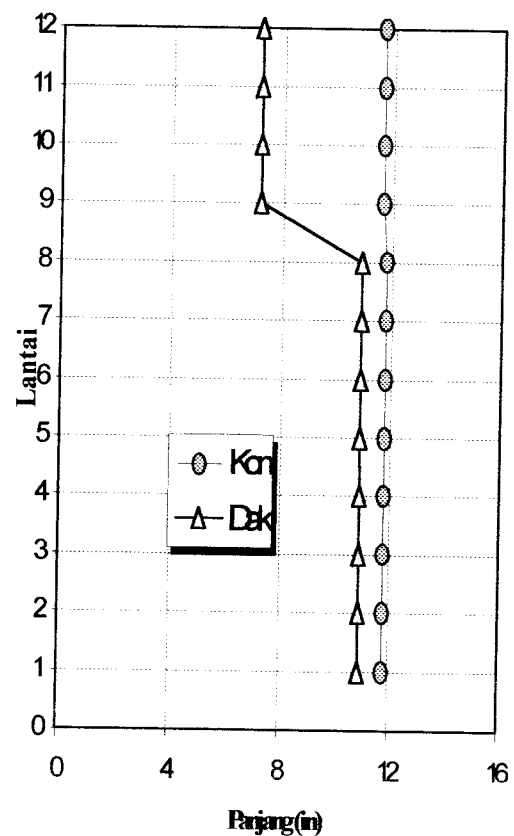
Gambar 6.16
Tebal Las Sambungan Balok Kolom
Tengah

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa kebutuhan tebal las pada metode daktail lebih kecil dibandingkan dengan metode konvensional. Sehingga perencanaan sambungan balok dan kolom dengan metode daktail lebih ekonomis.

Selanjutnya perbandingan panjang las yang dibutuhkan dari metode konvensional dan metode daktail dibuat gambar sebagai berikut:



Gambar 6.17
Panjang Las Sambungan
Balok Kolom Kiri dan Kanan



Gambar 6.18
Panjang Las Sambungan
Balok Kolom Tengah

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa panjang las yang diperlukan untuk sambungan balok dan kolom dengan metode daktil $\leq$ metode konvensional, sehingga akan lebih menghemat penggunaan las.

Terjadinya penghematan dari tebal dan panjang las pada metode daktil disebabkan oleh karena perencanaan metode konvensional dengan cara *LFRD* berdasarkan momen kapasitas penampang profil, yang mana kekuatan las dianggap sama dengan kekuatan penampang, sedangkan pada metode daktil momen berdasarkan momen kapasitas dengan faktor pembesaran dinamis yaitu 1,3 hal ini direncanakan untuk penambahan kekuatan sambungan agar mekanisme keruntuhan terjadi pada sendi plastis.

6.6. Sambungan Kolom - Kolom

Sambungan kolom dan kolom perlu dilakukan karena ukuran panjang yang tersedia terbatas. Perencanaan sambungan digunakan dengan las, sambungan ini berdasarkan tiap empat lantai dimana setiap sambungan terdapat profil yang berbeda.

Hasil dari perencanaan sambungan kolom-kolom dengan menggunakan las pada metode konvensional dan metode daktil adalah panjang dan tebal plat sambung baik dibadan maupun disayap serta panjang dan tebal las untuk metode daktil lebih besar daripada metode konvensional, hal ini dikarenakan momen kolom terjadi pembesaran dan juga dikarenakan profil dari kolom pada metode daktil lebih besar.

Sehingga untuk sambungan kolom dengan kolom pada konvensional lebih ekonomis dibandingkan dengan metode daktil seperti terlihat pada tabel 6.7.

Tabel 6.7 Sambungan kolom-kolom

Kolom lantai	Ukuran Plat Daktail				Las	
	Badan		Sayap			
	Panjang (in)	Tebal (in)	Panjang (in)	Tebal (in)	Panjang (in)	Tebal (in)
4 dan 5 tepi	14	1,5	14	1,5	14	1,5
8 dan 9 tepi	14	1,5	14	1,5	14	1,5
4 dan 5 tengah	15	2	15	2	17	2
8 dan 9 tengah	15	2	15	2	17	2

Kolom lantai	Ukuran Plat Konvensional				Las	
	Badan		Sayap			
	Panjang (in)	Tebal (in)	Panjang (in)	Tebal (in)	Panjang (in)	Tebal (in)
4 dan 5 tepi	10	2,0	10	2,0	10	2,0
8 dan 9 tepi	10	1,5	10	1,5	10	1,5
4 dan 5 tengah	12	2,0	12	2,0	12	2
8 dan 9 tengah	12	2,0	12	2,0	12	2

6.7 Pondasi

Perencanaan pondasi dibedakan untuk kolom tepi dan kolom tengah , dimana momem rencana pada metode daktail adalah momen kapasitas plastis penampang dan dikalikan β (*overstrength*) sebesar 1,1. Untuk metode konvensional momen yang digunakan berdasarkan dari hasil hitungan *SAP90*, sedangkan untuk gaya aksialnya adalah sama.

Pondasi yang digunakan adalah pondasi telapak, hal ini digunakan karena pondasi terletak pada tanah keras dengan tegangan tanah ijin = 1,2 Mpa.

Adapun hasil yang dapat dibandingkan dalam perhitungan pondasi dengan metode konvensional dan metode daktail dapat dilihat pada tabel 6.8 dibawah ini

Tabel. 6.8 Hasil perencanaan pondasi

Elemen Struktur	Metode Konvensional		Metode Daktail	
	Momen (tm)	Ukuran Pondasi (in)	Momen (tm)	Ukuran Pondasi (in)
Kolom tepi	3035,14	75X75	9266,4	90X90
Kolom tengah	4531,89	90X90	15444,0	110X110

Dari tabel tersebut terlihat ukuran untuk ukuran pondasi pada metode daktail mempunyai ukuran lebih besar dibandingkan pada metode konvensional, hal ini dikarenakan adanya faktor pengali β pada kapasitas momen kolom dengan maksud untuk memberikan kekuatan lebih pada pondasi.

Prosentase penggunaan metode daktail terhadap metode konvensional berdasarkan dimensi pondasi kolom adalah 9,5% lebih besar dibandingkan dengan metode konvensional.

6.9 Plat Dasar Kolom

Plat dasar merupakan tumpuan pada ujung kolom bawah yang berfungsi untuk menahan gaya-gaya yang bekerja dan selanjutnya diteruskan ke pondasi. Hubungan antara kolom dengan plat dasar direncanakan dengan sambungan las

Untuk menahan gaya tarik yang terjadi pada plat dasar akibat momen yang bekerja pada kolom maka pada plat dasar ini diberi angkur pada setiap sisinya.

Tabel 6.9 Hasil perencanaan plat dasar

Elemen struktur	Metode Konvensional		Metode Daktil	
	Plat (in)	Diameter angkur (in)	Plat (in)	Diameter angkur (in)
Kolom tepi	22 X 22X 1	6Ø1	22 X 22X 1	7Ø3,5
Kolom tengah	50 X 50 X 1	6Ø1	50 X 50 X 1	7Ø3,0

Angkur yang diperlukan pada plat dasar dapat dilihat pada tabel 6.9, pada tabel 6.9 ini dapat dilihat juga bahwa dimensi plat dasar untuk kolom tengah lebih besar dari pada kolom tepi, hal ini dikarenakan pada kolom tengah menerima beban-beban yang bekerja lebih besar daripada kolom tepi.

Berikut ini diberikan tabel prosentase efisiensi pemakaian metode daktil terhadap metode konvensional ditinjau pada tiap elemen struktur

Tabel 6.10 Perbandingan Metode Daktail dan Metode Konvensional

Elemen Struktur	Nilai Rata-rata Kontrol Kapasitas ($\phi M_n / M_u \geq 1$)		Berat Profil (Kg)		Selisih		Keterangan
	Konvensional	Daktail	Konvensional	Daktail	Berat	Prosentase (%)	
Balok	1,193	1,093	36446.44	27632.14	8814.3	13.75	Pada metode daktail profil yang dihasilkan lebih efisien 3,82 % dibandingkan metode konvensional
Kolom	1,277	1,052	31420.65	37642.65	- 6222	-9.009	
Jumlah			67867.09	65274.79	2592,3	3,82	

Elemen Struktur	Tebal Las (in)		Panjang Las (in)		Selisih		Keterangan
	Konvensional	Daktail	Konvensional	Daktail	Luas (P x t)	Prosentase (%)	
Sambungan Balok Kolom	62.8	46.4	562.64	507.44	11788.5	33.36	Sambungan balok kolom metode daktail lebih hemat 33,36 % karena balok daktail lebih kecil profilnya, sedangkan sambungan kolom – kolom daktail lebih boros 19,23 % karena kolom daktail profilnya lebih besar.
Sambungan Kolom Kolom	6,5	7	56	62	-70	-19.23	

Metode	Panel zone		Pondasi		Plat Dasar		Keterangan
	Luas	Selisih	Luas in ²	Selisih	Luas angkur	Selisih	
Konvensional	89,688	38.1 in ²	27450	12950 in ²	9.42	26.29 in ²	Untuk panel zone daktail lebih efisien 63,80 % karena profil balok lebih kecil. Pondasi daktail lebih besar 32,05 % karena adanya faktor penambahan (overstrength), demikian juga dengan plat dasar
Daktail	21.602	63.80 %	40400	- 32.05%	35.7175	- 73.62%	

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Setelah dilakukan serangkaian terhadap kedua metode tersebut, maka dapat disimpulkan hal – hal sebagai berikut:

1. Profil balok untuk metode daktail secara kuantitatif mempunyai berat kuantitatif 13,75% lebih ringan dibandingkan dengan metode konvensional.
2. Perencanaan balok didasarkan atas momen negatif karena harga mutlak momen negatif lebih besar dibandingkan dengan momen positif.
3. Pada perencanaan konvensional, kolom maupun balok direncanakan berdasarkan *output* gaya – gaya dalam analisis struktur.
4. Kolom dengan mempergunakan metode daktail mempunyai ukuran profil yang lebih besar 9,01 % dibandingkan pada metode konvensional, tetapi bila ada gempa, metode daktail lebih menjamin keamanannya.
5. Untuk metode daktail dan konvensional luas tampang panel zone yang diperlukan sangat relatif terhadap terhadap profil balok dan kolomnya. Luas panel zone tergantung dari harga – harga lebar badan (b_f), tebal sayap (t_f) pada balok dan tebal badan (t_w), jarak dari muka luar flens ke pusat badan *fillet* (K) pada kolom. Karena sangat relatif tersebut maka tidak bisa ditentukan metode mana yang lebih efisien.

6. Sambungan untuk kedua metode ini mempergunakan las. Sambungan balok kolom dengan metode daktil las yang digunakan jauh lebih hemat 33,36% sebab profil daktil lebih kecil ukurannya dan pada sambungan kolom kolom dengan metode daktil lebih boros 19,23 % karena dimensi kolom daktil lebih besar.
7. Pondasi pada metode daktil mempunyai dimensi yang lebih besar 32,05% karena adanya faktor pengali β pada kapasitas momen kolom dengan tujuan untuk memberikan kekuatan yang lebih besar pada pondasi sehingga diharapkan tidak akan runtuh sebelum kolomnya rusak.
8. Dimensi pondasi maupun plat dasar kolom pada kedua metode tersebut untuk kolom bagian tengah mempunyai dimensi yang lebih besar karena beban yang ditahan kolom tengah lebih besar.
9. Dari keseluruhan elemen struktur yang dirancang pada tugas akhir ini, metode daktil lebih hemat 4,75 % dari segi ekonomi dan mempunyai tingkat keamanan yang lebih baik dibandingkan metode konvensional yang boros dan tidak aman jika terjadi gaya gempa.

6.2 Saran

1. Pada tugas akhir ini penyusun hanya membahas satu portal melintang (2 dimensi). Perencanaan dengan menggunakan bentuk tiga dimensi perlu dilakukan untuk melihat dari segi kekuatan dan ekonomi.
2. Balok yang dipakai relatif “gemuk” sehingga perlu ada penelitian lebih lanjut yang mempergunakan profil yang “langsing”.

3. Pada penelitian tugas akhir ini diperoleh hasil bahwa harga mutlak M^- jauh lebih besar dibandingkan M^+ . Untuk tujuan ekonomis maka perlu adanya penelitian yang mempergunakan redistribusi momen.
4. Ada kecenderungan bahwa dominasi beban gempa dipengaruhi oleh banyak bentang, panjang bentang, jenis tanah, beban gravitasi yang lain, dan dipergunakannya bracing pada struktur. Maka perlu adanya penelitian tentang hal tersebut.
5. Diharapkan adanya penelitian lebih lanjut yang mempergunakan sambungan baut untuk melihat letak sendi plastis yang terjadi juga perilaku struktur secara keseluruhan bila terjadi gaya gempa yang bekerja pada struktur.
6. Pada penelitian lebih lanjut diharapkan perilaku baja komposit pada daerah M^+ perlu diperhitungkan.
7. Belum ada hasil penelitian tentang *Dynamic Magnification Factor* (DMF) yang berdasarkan perilaku struktur baja.

DAFTAR PUSTAKA

1. _____, 1987, **PERATURAN PEMBEBANAN INDONESIA UNTUK GEDUNG**, Dep Pekerjaan Umum, Jakarta.
2. _____, 1995, **AISC LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN VOLUME I Structural Members, Specification and Codes**, United States of America.
3. _____, 1995, **AISC LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN VOLUME II Connections**, United States of America.
4. Akbar Hari Susanto dan Dezy Patwoko, 1998, **STUDI LITERATUR KEKUATAN KOLOM BAJA TERHADAP PEMBEBANAN EKSENTRIS PADA KONDISI TEKUK INELASTIS**, Yogyakarta
5. Contrado, 1972, **STEEL DESIGNERS MANUAL STRUCTURES**, McGraw Hill, New York.
6. Daniel L Schodek, 1995, **STRUCTURES**.
7. DPU, 1983, **PERATURAN PERENCANAAN TAHAN GEMPA INDONESIA UNTUK GEDUNG**.
8. DPU, (SK-SNI 91), **TATA CARA PERANCANGAN DAN PELAKSANAAN KONSTRUKSI BETON**, BPPDPV, Jakarta.
9. Habibullah, A. and Wilson, E.L., 1988, **SAP90 – SAMPLE EXAMPLE AND VERIFICATION MANUAL**, COMPUTER AND STRUCTURES, Inc., Berkeley, California.
10. Michael Bruneau, Chia-Ming Uang, Andrew Whittaker, 1998, **DUCTILE DESIGN OF STEEL STRUCTURES**, McGraw – Hill, Washington, D.C.
11. Okamoto S., 1973, **INTRODUCTION TO EARTHQUAKE ENGINEERING**, Un. Of Tokyo Press.
12. Salmon and Johnson, **STEEL STRUCTURE DESIGN AND BEHAVIOR**, John Wiley, New York
13. Sri Subekti Pertiwi dan Ari Sukraningrum, 1998, **STUDI KOMPARASI TERHADAP DESAIN STRUKTUR RANGKA ATAP BAJA DENGAN PEMODELAN SEBAGAI RANGKA BATANG DAN PORTAL**, Yogyakarta
14. Sugeng Siswali dan Nurhayanto, 1995, **OPTIMASI BERAT MINIMUM PROFIL PADA PORTAL SEDERHANA STRUKTUR BAJA PLASTIS**, Yogyakarta
15. Wakabayashi M., 1986, **DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT BUILDINGS**, McGraw Hill, New York

LAMPIRAN

DESAIN STRUKTUR BANGUNAN BAJA KONVENSIONAL DAN PENERAPAN DESAIN TAHAN GEMPA DENGAN STRONG COLUMN WEAK BEAM

PORTAL C

SYSTEM

L=3 : 1.B.MATI 2.B.HIDUP 3.B. GEMPA

RESTRAINTS

1 52 1 R=0,0,1,1,1,0

1 4 1 R=1,1,1,1,1,1

:
: JOINT PADA PELETAKAN / JEPIT

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 : KOORDINAT JOINT-JOINT

2 X= 8

3 X=14.5

4 X=22.5

5 X=0

Y=4.5

6 X=8

7 X=14.5

8 X=22.5

9 X= 0

Y=8.25

: KOORDINAT JOINT-JOINT

10 X= 8

11 X=14.5

12 X=22.5

13 X=0

Y=12

14 X= 8

15 X=14.5

16 X=22.5

17 X= 0

Y=15.75

: KOORDINAT JOINT-JOINT

18 X= 8

19 X=14.5

20 X=22.5

21 X=0

Y=19.5

22 X=8

23 X=14.5

24 X=22.5

25 X= 0

Y=23.25

: KOORDINAT JOINT-JOINT

26 X= 8

27 X=14.5

28 X=22.5

29 X=0

Y=27

30 X=8

31 X=14.5

32 X=22.5

33 X= 0

Y=30.75

: KOORDINAT JOINT-JOINT

34 X= 8

35 X=14.5

36 X=22.5

37 X=0

Y=34.5

38 X=8

39 X=14.5

40 X=22.5

41 X= 0

Y=38.25

: KOORDINAT JOINT-JOINT

42 X= 8

43 X=14.5

44 X=22.5

45 X=0

Y=42

46 X= 8

47 X=14.5

48 X=22.5

49 X= 0

Y=45.75

: KOORDINAT JOINT-JOINT

50 X= 8

51 X=14.5

52 X=22.5

LOADS

52 L=3 F=-4.203,0,0,0,0,0 : Gaya gempa kanan pada join i(TON)

48 F=-6.466,0,0,0,0,0

44 F=-5.888,0,0,0,0,0

40 F=-5.311,0,0,0,0,0

36 F=-4.754,0,0,0,0,0

32 F=-4.174,0,0,0,0,0

28 F=-3.594,0,0,0,0,0
 24 F=-3.015,0,0,0,0,0
 20 F=-2.479,0,0,0,0,0
 16 F=-1.889,0,0,0,0,0
 12 F=-1.298,0,0,0,0,0
 8 F=-0.708,0,0,0,0,0

FRAME

NM=12 NL=4 NSEC=3 Y=-1

C -----MATERIAL PROPERTY-----

1 SH=I T=0.333,0.313,0.028,0.018,0.313,0.028 E=2.1E10 W=0.178 :BA.Ki-ka 1-4
 (W12X120)
 2 SH=I T=0.318,0.308,0.020,0.013,0.308,0.020 E=2.1E10 W=0.129 :BA.Tg 1-4
 (W12X87)
 3 SH=I T=0.318,0.308,0.020,0.013,0.308,0.020 E=2.1E10 W=0.129 :BA.Ki-ka 5-8
 (W12X87)
 4 SH=I T=0.314,0.306,0.018,0.012,0.306,0.018 E=2.1E10 W=0.117 :BA.Tg 5-8
 (W12X79)
 5 SH=I T=0.314,0.306,0.018,0.012,0.306,0.018 E=2.1E10 W=0.117 :BA.Ki-KA 9-12
 (W12X79)
 6 SH=I T=0.311,0.305,0.017,0.011,0.305,0.017 E=2.1E10 W=0.107 :BA.Tg 9-12
 (W12X72)
 7 SH=I T=0.375,0.393,0.027,0.017,0.393,0.027 E=2.1E10 W=0.215 :KO.Ki-Ka 1-4
 (W14X145)
 8 SH=I T=0.407,0.403,0.043,0.027,0.403,0.043 E=2.1E10 W=0.346 :KO.Tg 1-4
 (W14X233)
 9 SH=I T=0.372,0.374,0.026,0.016,0.374,0.026 E=2.1E10 W=0.196 :KO.Ki-Ka 5-8
 (W14X132)
 10 SH=I T=0.375,0.393,0.027,0.017,0.393,0.027 E=2.1E10 W=0.215 :KO.Tg 5-8
 (W14X145)
 11 SH=I T=0.367,0.372,0.023,0.015,0.372,0.023 E=2.1E10 W=0.178 :KO.Ki-Ka 9-12
 (W14X120)
 12 SH=I T=0.372,0.374,0.026,0.016,0.374,0.026 E=2.1E10 W=0.196 :KO.Tg 9-12
 (W14X132)

C -----SPAN LOADING-----

1 WL=0,-0.210 :B.HIDUP ATAP
 2 WL=0,-4.549 :B.MATI LANTAI
 3 WL=0,-0.525 :B.HIDUP LANTAI
 4 WL=0,-2.52 :B.MATI ATAP

C -----LOKASI ELEMENT-----

1	1	5	G=3,4,4,4	M=7	LP=1	: Kol.ki Lt 1-4
2	2	6	G=3,4,4,4	M=8		: Kol.tg Lt 1-4
3	3	7	G=3,4,4,4	M=8		: Kol.tg Lt 1-4
4	4	8	G=3,4,4,4	M=7		: Kol.ka Lt 1-4
17	17	21	G=3,4,4,4	M=9	LP=1	: Kol.ki Lt 5-8
18	18	22	G=3,4,4,4	M=10		: Kol.tg Lt 5-8
19	19	23	G=3,4,4,4	M=10		: Kol.tg Lt 5-8
20	20	24	G=3,4,4,4	M=9		: Kol.ka Lt 5-8
33	33	37	G=3,4,4,4	M=11	LP=1	: Kol.ki Lt 9-12
34	34	38	G=3,4,4,4	M=12		: Kol.tg Lt 9-12
35	35	39	G=3,4,4,4	M=12		: Kol.tg Lt 9-12
36	36	40	G=3,4,4,4	M=11		: Kol.ka Lt 9-12
49	5	6	G=3,3,4,4	M=1	NSL=2,3	LP=1 : Bal.ki lt 1-4
50	6	7	G=3,3,4,4	M=2	NSL=2,3	LP=1 : Bal.tg lt 1-4
51	7	8	G=3,3,4,4	M=1	NSL=2,3	LP=1 : Bal.ka lt 1-4
61	21	22	G=3,3,4,4	M=3	NSL=2,3	LP=1 : Bal.ki lt 5-8
62	22	23	G=3,3,4,4	M=4	NSL=2,3	LP=1 : Bal.tg lt 5-8
63	23	24	G=3,3,4,4	M=3	NSL=2,3	LP=1 : Bal.ka lt 5-8
73	37	38	G=2,3,4,4	M=5	NSL=2,3	LP=1 : Bal.ki lt 9-11
74	38	39	G=2,3,4,4	M=6	NSL=2,3	LP=1 : Bal.tg lt 9-11
75	39	40	G=2,3,4,4	M=5	NSL=2,3	LP=1 : Bal.ka lt 9-11
82	49	50		M=5	NSL=4,1	LP=1 : Bal.ki atap
83	50	51		M=6	NSL=4,1	LP=1 : Bal.tg atap
84	51	52		M=5	NSL=4,1	LP=1 : Bal.ka atap

COMBO

1 C=1.2,1.6,0
 2 C=0.9,0,1
 3 C=1.05,0.63,1.05

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1			
1	-224.50		
	.0	-2.98	4.22
	2.3	-2.98	-2.49
	4.5	-2.98	-9.21
2	-23.84		
	.0	-.33	.47
	2.3	-.33	-.28
	4.5	-.33	-1.02
3	-50.57		
	.0	-7.84	28.84
	2.3	-7.84	11.19
	4.5	-7.84	-6.45
5			
1	-205.16		
	.0	-6.61	13.08
	1.9	-6.61	.68
	3.8	-6.61	-11.72
2	-21.79		
	.0	-.73	1.45
	1.9	-.73	.08
	3.8	-.73	-1.30
3	-44.85		
	.0	-7.63	16.46
	1.9	-7.63	2.16
	3.8	-7.63	-12.14
9			
1	-185.77		
	.0	-6.08	11.35
	1.9	-6.08	-.06
	3.8	-6.08	-11.47
2	-19.72		
	.0	-.68	1.26
	1.9	-.68	-.01
	3.8	-.68	-1.27
3	-38.25		
	.0	-7.47	14.27
	1.9	-7.47	.26
	3.8	-7.47	-13.75
13			
1	-166.37		
	.0	-6.27	11.65
	1.9	-6.27	-.11
	3.8	-6.27	-11.86
2	-17.66		
	.0	-.70	1.30
	1.9	-.70	-.01
	3.8	-.70	-1.32
3	-31.56		
	.0	-6.57	13.00
	1.9	-6.57	.67
	3.8	-6.57	-11.66
2			
1	-404.29		
	.0	1.12	-1.48
	2.3	1.12	1.03
	4.5	1.12	3.54
2	-43.49		
	.0	.12	-.16
	2.3	.12	.11
	4.5	.12	.39
3	-7.80		
	.0	-14.03	51.35
	2.3	-14.03	19.77
	4.5	-14.03	-11.81

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
1			
1	-307.54		
	.0	-4.11	5.81
	2.3	-4.11	-3.44
	4.5	-4.11	-12.68
2	-252.62		
	.0	-10.53	32.63
	2.3	-10.53	8.95
	4.5	-10.53	-14.74
3	-303.84		
	.0	-11.58	35.00
	2.3	-11.58	8.96
	4.5	-11.58	-17.09
5			
1	-281.05		
	.0	-9.11	18.01
	1.9	-9.11	.93
	3.8	-9.11	-16.15
2	-229.49		
	.0	-13.58	28.22
	1.9	-13.58	2.77
	3.8	-13.58	-22.69
3	-276.23		
	.0	-15.41	31.92
	1.9	-15.41	3.02
	3.8	-15.41	-25.88
9			
1	-254.49		
	.0	-8.38	15.63
	1.9	-8.38	-.08
	3.8	-8.38	-15.80
2	-205.45		
	.0	-12.95	24.48
	1.9	-12.95	.20
	3.8	-12.95	-24.07
3	-247.65		
	.0	-14.66	27.69
	1.9	-14.66	.20
	3.8	-14.66	-27.28
13			
1	-227.89		
	.0	-8.64	16.06
	1.9	-8.64	-.14
	3.8	-8.64	-16.34
2	-181.29		
	.0	-12.22	23.49
	1.9	-12.22	.58
	3.8	-12.22	-22.34
3	-218.95		
	.0	-13.93	26.70
	1.9	-13.93	.59
	3.8	-13.93	-25.53
2			
1	-554.74		
	.0	1.53	-2.04
	2.3	1.53	1.42
	4.5	1.53	4.87
2	-371.67		
	.0	-13.03	50.01
	2.3	-13.03	20.70
	4.5	-13.03	-8.62
3	-460.10		
	.0	-13.49	52.26
	2.3	-13.49	21.91
	4.5	-13.49	-8.43

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
6			
1	-368.30		
	.0	2.77	-5.57
	1.9	2.77	-.38
	3.8	2.77	4.81
2	-39.64		
	.0	.30	-.61
	1.9	.30	-.04
	3.8	.30	.52
3	-7.73		
	.0	-13.91	29.87
	1.9	-13.91	3.80
	3.8	-13.91	-22.27
10			
1	-332.56		
	.0	2.25	-4.17
	1.9	2.25	.04
	3.8	2.25	4.25
2	-35.80		
	.0	.24	-.45
	1.9	.24	.00
	3.8	.24	.46
3	-7.62		
	.0	-13.41	25.86
	1.9	-13.41	.72
	3.8	-13.41	-24.42
14			
1	-296.85		
	.0	2.60	-4.61
	1.9	2.60	.26
	3.8	2.60	5.14
2	-31.96		
	.0	.28	-.50
	1.9	.28	.03
	3.8	.28	.56
3	-7.45		
	.0	-13.37	24.66
	1.9	-13.37	-.41
	3.8	-13.37	-25.47
3			
1	-404.29		
	.0	-1.12	1.48
	2.3	-1.12	-1.03
	4.5	-1.12	-3.54
2	-43.49		
	.0	-.12	.16
	2.3	-.12	-.11
	4.5	-.12	-.39
3	7.77		
	.0	-14.04	51.38
	2.3	-14.04	19.78
	4.5	-14.04	-11.82
7			
1	-368.30		
	.0	-2.77	5.57
	1.9	-2.77	.38
	3.8	-2.77	-4.81
2	-39.64		
	.0	-.30	.61
	1.9	-.30	.04
	3.8	-.30	-.52
3	7.71		
	.0	-13.91	29.88
	1.9	-13.91	3.80
	3.8	-13.91	-22.28

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
6			
1	-505.38		
	.0	3.80	-7.66
	1.9	3.80	-.53
	3.8	3.80	6.60
2	-339.20		
	.0	-11.41	24.85
	1.9	-11.41	3.45
	3.8	-11.41	-17.95
3	-419.80		
	.0	-11.50	25.13
	1.9	-11.50	3.56
	3.8	-11.50	-18.01
10			
1	-456.35		
	.0	3.08	-5.73
	1.9	3.08	.06
	3.8	3.08	5.84
2	-306.93		
	.0	-11.39	22.11
	1.9	-11.39	.76
	3.8	-11.39	-20.60
3	-379.75		
	.0	-11.57	22.49
	1.9	-11.57	.80
	3.8	-11.57	-20.89
14			
1	-407.35		
	.0	3.57	-6.33
	1.9	3.57	.36
	3.8	3.57	7.05
2	-274.61		
	.0	-11.03	20.51
	1.9	-11.03	-.17
	3.8	-11.03	-20.85
3	-339.65		
	.0	-11.13	20.74
	1.9	-11.13	-.13
	3.8	-11.13	-21.00
3			
1	-554.74		
	.0	-1.53	2.04
	2.3	-1.53	-1.42
	4.5	-1.53	-4.87
2	-356.09		
	.0	-15.05	52.71
	2.3	-15.05	18.85
	4.5	-15.05	-15.01
3	-443.75		
	.0	-16.00	55.60
	2.3	-16.00	19.62
	4.5	-16.00	-16.37
7			
1	-505.38		
	.0	-3.80	7.66
	1.9	-3.80	.53
	3.8	-3.80	-6.60
2	-323.76		
	.0	-16.40	34.89
	1.9	-16.40	4.14
	3.8	-16.40	-26.61
3	-403.59		
	.0	-17.70	37.61
	1.9	-17.70	4.42
	3.8	-17.70	-28.77

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
 PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
 PORTAL B 12 LANTAI

MEMPERFRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR MOMENT
11		
1	-332.56	
	.0	-2.25 4.17
	1.9	-2.25 -.04
	3.8	-2.25 -4.25
2	-35.80	
	.0	-.24 .45
	1.9	-.24 -.00
	3.8	-.24 -.46
3	7.61	
	.0	-13.41 25.87
	1.9	-13.41 .72
	3.8	-13.41 -24.43
15		
1	-296.85	
	.0	-2.60 4.61
	1.9	-2.60 -.26
	3.8	-2.60 -5.14
2	-31.96	
	.0	-.28 .50
	1.9	-.28 -.03
	3.8	-.28 -.56
3	7.44	
	.0	-13.37 24.67
	1.9	-13.37 -.41
	3.8	-13.37 -25.48
4		
1	-224.50	
	.0	2.98 -4.22
	2.3	2.98 2.49
	4.5	2.98 9.21
2	-23.84	
	.0	.33 -.47
	2.3	.33 .28
	4.5	.33 1.02
3	50.59	
	.0	-7.86 28.89
	2.3	-7.86 11.21
	4.5	-7.86 -6.47
8		
1	-205.16	
	.0	6.61 -13.08
	1.9	6.61 -.68
	3.8	6.61 11.72
2	-21.79	
	.0	.73 -1.45
	1.9	.73 -.08
	3.8	.73 1.30
3	44.37	
	.0	-7.63 16.46
	1.9	-7.63 2.15
	3.8	-7.63 -12.15
12		
1	-185.77	
	.0	6.08 -11.35
	1.9	6.08 .06
	3.8	6.08 11.47
2	-19.72	
	.0	.68 -1.26
	1.9	.68 .01
	3.8	.68 1.27
3	38.27	
	.0	-7.48 14.28
	1.9	-7.48 .26
	3.8	-7.48 -13.77

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
 PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
 PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR MOMENT
11		
1	-456.35	
	.0	-3.08 5.73
	1.9	-3.08 -.06
	3.8	-3.08 -5.84
2	-291.70	
	.0	-15.43 29.62
	1.9	-15.43 .68
	3.8	-15.43 -28.26
3	-363.76	
	.0	-16.59 31.82
	1.9	-16.59 .71
	3.8	-16.59 -30.41
15		
1	-407.35	
	.0	-3.57 6.33
	1.9	-3.57 -.36
	3.8	-3.57 -7.05
2	-259.72	
	.0	-15.71 28.81
	1.9	-15.71 -.64
	3.8	-15.71 -30.10
3	-324.01	
	.0	-16.95 31.05
	1.9	-16.95 -.72
	3.8	-16.95 -32.49
4		
1	-307.54	
	.0	4.11 -5.81
	2.3	4.11 3.44
	4.5	4.11 12.68
2	-151.46	
	.0	-5.17 25.09
	2.3	-5.17 13.45
	4.5	-5.17 1.81
3	-197.62	
	.0	-4.91 25.61
	2.3	-4.91 14.56
	4.5	-4.91 3.51
8		
1	-281.05	
	.0	9.11 -18.01
	1.9	9.11 -.93
	3.8	9.11 16.15
2	-139.78	
	.0	-1.68 4.69
	1.9	-1.68 1.55
	3.8	-1.68 -1.60
3	-182.03	
	.0	-.61 2.64
	1.9	-.61 1.50
	3.8	-.61 .37
12		
1	-254.49	
	.0	8.38 -15.63
	1.9	8.38 .08
	3.8	8.38 15.80
2	-128.93	
	.0	-2.00 4.07
	1.9	-2.00 .31
	3.8	-2.00 -3.45
3	-167.31	
	.0	-1.04 2.28
	1.9	-1.04 .34
	3.8	-1.04 -1.61

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
18			
1	-261.41		
	.0	1.94	-3.44
	1.9	1.94	.19
	3.8	1.94	3.83
2	-28.12		
	.0	.21	-.38
	1.9	.21	.02
	3.8	.21	.43
3	-7.45		
	.0	-11.64	23.20
	1.9	-11.64	1.38
	3.8	-11.64	-20.44
22			
1	-226.63		
	.0	2.09	-3.99
	1.9	2.09	-.07
	3.8	2.09	3.85
2	-24.30		
	.0	.23	-.45
	1.9	.23	-.01
	3.8	.23	.43
3	-6.09		
	.0	-11.38	20.71
	1.9	-11.38	-.62
	3.8	-11.38	-21.96
26			
1	-191.92		
	.0	1.97	-3.72
	1.9	1.97	-.03
	3.8	1.97	3.66
2	-20.49		
	.0	.22	-.41
	1.9	.22	-.00
	3.8	.22	.41
3	-4.74		
	.0	-10.17	17.46
	1.9	-10.17	-1.62
	3.8	-10.17	-20.69
30			
1	-157.28		
	.0	1.97	-3.67
	1.9	1.97	.02
	3.8	1.97	3.71
2	-16.69		
	.0	.22	-.41
	1.9	.22	.00
	3.8	.22	.41
3	-3.52		
	.0	-8.87	14.65
	1.9	-8.87	-1.97
	3.8	-8.87	-18.59
19			
1	-261.41		
	.0	-1.94	3.44
	1.9	-1.94	-.19
	3.8	-1.94	-3.83
2	-28.12		
	.0	-.21	.38
	1.9	-.21	-.02
	3.8	-.21	-.43
3	7.45		
	.0	-11.65	23.21
	1.9	-11.65	1.38
	3.8	-11.65	-20.46

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT
18			
1	-358.68		
	.0	2.67	-4.74
	1.9	2.67	-.27
	3.8	2.67	5.28
2	-242.72		
	.0	-9.89	20.10
	1.9	-9.89	1.55
	3.8	-9.89	-17.00
3	-300.02		
	.0	-10.05	20.51
	1.9	-10.05	1.67
	3.8	-10.05	-17.17
22			
1	-310.84		
	.0	2.88	-5.50
	1.9	2.88	-.09
	3.8	2.88	5.31
2	-210.05		
	.0	-9.50	17.12
	1.9	-9.50	-.68
	3.8	-9.50	-18.49
3	-259.66		
	.0	-9.60	17.28
	1.9	-9.60	-.73
	3.8	-9.60	-18.74
26			
1	-263.09		
	.0	2.71	-5.12
	1.9	2.71	-.04
	3.8	2.71	5.04
2	-177.46		
	.0	-8.40	14.11
	1.9	-8.40	-1.64
	3.8	-8.40	-17.39
3	-219.40		
	.0	-8.48	14.17
	1.9	-8.48	-1.73
	3.8	-8.48	-17.62
30			
1	-215.44		
	.0	2.71	-5.06
	1.9	2.71	.03
	3.8	2.71	5.11
2	-145.07		
	.0	-7.10	11.35
	1.9	-7.10	-1.95
	3.8	-7.10	-15.26
3	-179.35		
	.0	-7.11	11.28
	1.9	-7.11	-2.05
	3.8	-7.11	-15.37
19			
1	-358.68		
	.0	-2.67	4.74
	1.9	-2.67	-.27
	3.8	-2.67	-5.28
2	-227.82		
	.0	-13.39	26.31
	1.9	-13.39	1.20
	3.8	-13.39	-23.91
3	-284.37		
	.0	-14.40	28.23
	1.9	-14.40	1.23
	3.8	-14.40	-25.77

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
23			
1	-226.63		
	.0	-2.09	3.99
	1.9	-2.09	.07
	3.8	-2.09	-3.85
2	-24.30		
	.0	-.23	.45
	1.9	-.23	.01
	3.8	-.23	-.43
3	6.08		
	.0	-11.38	20.72
	1.9	-11.38	-.62
	3.8	-11.38	-21.97
27			
1	-191.92		
	.0	-1.97	3.72
	1.9	-1.97	.03
	3.8	-1.97	-3.66
2	-20.49		
	.0	-.22	.41
	1.9	-.22	.00
	3.8	-.22	-.41
3	4.74		
	.0	-10.17	17.46
	1.9	-10.17	-1.62
	3.8	-10.17	-20.69
31			
1	-157.28		
	.0	-1.97	3.67
	1.9	-1.97	-.02
	3.8	-1.97	-3.71
2	-16.69		
	.0	-.22	.41
	1.9	-.22	-.00
	3.8	-.22	-.41
3	3.52		
	.0	-8.87	14.66
	1.9	-8.87	-1.97
	3.8	-8.87	-18.60
20			
1	-146.96		
	.0	6.16	-11.31
	1.9	6.16	.23
	3.8	6.16	11.78
2	-15.59		
	.0	.69	-1.26
	1.9	.69	.03
	3.8	.69	1.32
3	24.82		
	.0	-7.07	15.65
	1.9	-7.07	2.38
	3.8	-7.07	-10.88
24			
1	-127.62		
	.0	6.43	-12.06
	1.9	6.43	-.00
	3.8	6.43	12.05
2	-13.50		
	.0	.72	-1.36
	1.9	.72	-.00
	3.8	.72	1.35
3	19.69		
	.0	-5.81	10.06
	1.9	-5.81	-.84
	3.8	-5.81	-11.74

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
23			
1	-310.84		
	.0	-2.88	5.50
	1.9	-2.88	.09
	3.8	-2.88	-5.31
2	-197.88		
	.0	-13.26	24.31
	1.9	-13.26	-.56
	3.8	-13.26	-25.43
3	-246.88		
	.0	-14.29	26.22
	1.9	-14.29	-.58
	3.8	-14.29	-27.38
27			
1	-263.09		
	.0	-2.71	5.12
	1.9	-2.71	.04
	3.8	-2.71	-5.04
2	-167.99		
	.0	-11.94	20.81
	1.9	-11.94	-1.59
	3.8	-11.94	-23.99
3	-209.45		
	.0	-12.89	22.50
	1.9	-12.89	-1.66
	3.8	-12.89	-25.83
31			
1	-215.44		
	.0	-2.71	5.06
	1.9	-2.71	-.03
	3.8	-2.71	-5.11
2	-138.03		
	.0	-10.64	17.96
	1.9	-10.64	-1.99
	3.8	-10.64	-21.93
3	-171.96		
	.0	-11.52	19.50
	1.9	-11.52	-2.09
	3.8	-11.52	-23.68
20			
1	-201.30		
	.0	8.49	-15.59
	1.9	8.49	.33
	3.8	8.49	16.24
2	-107.45		
	.0	-1.53	5.47
	1.9	-1.53	2.59
	3.8	-1.53	-.28
3	-138.07		
	.0	-1.53	3.76
	1.9	-1.53	2.77
	3.8	-1.53	1.77
24			
1	-174.73		
	.0	8.87	-16.64
	1.9	8.87	-.01
	3.8	8.87	16.62
2	-95.16		
	.0	-.03	-.79
	1.9	-.03	-.84
	3.8	-.03	-.90
3	-121.82		
	.0	1.10	-2.95
	1.9	1.10	-.89
	3.8	1.10	1.18

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
28			
1	-108.19		
	.0	6.46	-12.10
	1.9	6.46	.01
	3.8	6.46	12.11
2	-11.40		
	.0	.72	-1.36
	1.9	.72	.00
	3.8	.72	1.36
3	14.81		
	.0	-5.23	8.17
	1.9	-5.23	-1.63
	3.8	-5.23	-11.43
32			
1	-88.71		
	.0	6.66	-12.30
	1.9	6.66	.19
	3.8	6.66	12.67
2	-9.30		
	.0	.75	-1.38
	1.9	.75	.02
	3.8	.75	1.42
3	10.43		
	.0	-4.44	6.40
	1.9	-4.44	-1.93
	3.8	-4.44	-10.26
33			
1	-69.22		
	.0	-6.40	11.81
	1.9	-6.40	-.18
	3.8	-6.40	-12.17
2	-7.19		
	.0	-.72	1.33
	1.9	-.72	-.02
	3.8	-.72	-1.37
3	-6.67		
	.0	-3.66	5.09
	1.9	-3.66	-1.78
	3.8	-3.66	-8.65
37			
1	-49.81		
	.0	-6.56	12.33
	1.9	-6.56	.02
	3.8	-6.56	-12.29
2	-5.08		
	.0	-.74	1.39
	1.9	-.74	.00
	3.8	-.74	-1.38
3	-3.88		
	.0	-2.76	2.72
	1.9	-2.76	-2.45
	3.8	-2.76	-7.62
41			
1	-30.37		
	.0	-6.60	12.34
	1.9	-6.60	-.03
	3.8	-6.60	-12.41
2	-2.97		
	.0	-.76	1.39
	1.9	-.76	-.03
	3.8	-.76	-1.45
3	-1.85		
	.0	-1.74	.64
	1.9	-1.74	-2.63
	3.8	-1.74	-5.89

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
28			
1	-148.07		
	.0	8.91	-16.69
	1.9	8.91	.01
	3.8	8.91	16.71
2	-82.57		
	.0	.58	-2.72
	1.9	.58	-1.62
	3.8	.58	-.53
3	-105.24		
	.0	1.75	-4.98
	1.9	1.75	-1.70
	3.8	1.75	1.57
32			
1	-121.32		
	.0	9.19	-16.97
	1.9	9.19	.26
	3.8	9.19	17.48
2	-69.41		
	.0	1.55	-4.66
	1.9	1.55	-1.76
	3.8	1.55	1.15
3	-88.05		
	.0	2.80	-7.06
	1.9	2.80	-1.81
	3.8	2.80	3.43
33			
1	-94.57		
	.0	-8.82	16.30
	1.9	-8.82	-.25
	3.8	-8.82	-16.79
2	-68.97		
	.0	-9.42	15.72
	1.9	-9.42	-1.94
	3.8	-9.42	-19.60
3	-84.21		
	.0	-11.02	18.58
	1.9	-11.02	-2.07
	3.8	-11.02	-22.72
37			
1	-67.90		
	.0	-9.06	17.01
	1.9	-9.06	.03
	3.8	-9.06	-16.95
2	-48.70		
	.0	-8.67	13.82
	1.9	-8.67	-2.43
	3.8	-8.67	-18.68
3	-59.57		
	.0	-10.25	16.67
	1.9	-10.25	-2.55
	3.8	-10.25	-21.77
41			
1	-41.19		
	.0	-9.13	17.04
	1.9	-9.13	-.08
	3.8	-9.13	-17.21
2	-29.18		
	.0	-7.68	11.75
	1.9	-7.68	-2.65
	3.8	-7.68	-17.06
3	-35.69		
	.0	-9.24	14.51
	1.9	-9.24	-2.81
	3.8	-9.24	-20.13

DAN DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
 al.F3F PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
 PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES					
No Load Combination					
ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE			
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT		
45					
1	-10.91				
	.0	-6.83	12.25		
	1.9	-6.83	-5.56		
	3.8	-6.83	-13.37		
2	-8.86				
	.0	-6.65	1.30		
	1.9	-6.65	.09		
	3.8	-6.65	-1.13		
3	-6.63				
	.0	-4.45	-.92		
	1.9	-4.45	-1.77		
	3.8	-4.45	-2.62		
34					
1	-122.70				
	.0	1.86	-3.44		
	1.9	1.86	.05		
	3.8	1.86	3.53		
2	-12.89				
	.0	.21	-.39		
	1.9	.21	.01		
	3.8	.21	.40		
3	-2.46				
	.0	-7.26	11.85		
	1.9	-7.26	-1.76		
	3.8	-7.26	-15.37		
38					
1	-88.25				
	.0	1.90	-3.59		
	1.9	1.90	-.02		
	3.8	1.90	3.55		
2	-9.10				
	.0	.21	-.40		
	1.9	.21	-.01		
	3.8	.21	.39		
3	-1.49				
	.0	-5.52	7.82		
	1.9	-5.52	-2.53		
	3.8	-5.52	-12.89		
42					
1	-53.83				
	.0	1.83	-3.47		
	1.9	1.83	-.03		
	3.8	1.83	3.40		
2	-5.30				
	.0	.22	-.40		
	1.9	.22	.01		
	3.8	.22	.42		
3	-.75				
	.0	-3.57	4.05		
	1.9	-3.57	-2.64		
	3.8	-3.57	-9.33		
46					
1	-19.42				
	.0	1.91	-3.60		
	1.9	1.91	-.02		
	3.8	1.91	3.56		
2	-1.51				
	.0	.16	-.37		
	1.9	.16	-.06		
	3.8	.16	.25		
3	-.25				
	.0	-1.69	1.05		
	1.9	-1.69	-2.12		
	3.8	-1.69	-5.29		

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
 PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
 PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES					
By Load Combination					
ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE			
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT		
45					
1	-14.47				
	.0	-9.24	16.79		
	1.9	-9.24	-.53		
	3.8	-9.24	-17.85		
2	-10.45				
	.0	-6.60	10.10		
	1.9	-6.60	-2.27		
	3.8	-6.60	-14.65		
3	-12.66				
	.0	-8.06	12.72		
	1.9	-8.06	-2.39		
	3.8	-8.06	-17.50		
34					
1	-167.87				
	.0	2.57	-4.75		
	1.9	2.57	.06		
	3.8	2.57	4.88		
2	-112.89				
	.0	-5.58	8.75		
	1.9	-5.58	-1.72		
	3.8	-5.58	-12.19		
3	-139.54				
	.0	-5.54	8.58		
	1.9	-5.54	-1.80		
	3.8	-5.54	-12.18		
38					
1	-120.46				
	.0	2.62	-4.95		
	1.9	2.62	-.03		
	3.8	2.62	4.88		
2	-80.91				
	.0	-3.81	4.59		
	1.9	-3.81	-2.55		
	3.8	-3.81	-9.69		
3	-99.96				
	.0	-3.67	4.19		
	1.9	-3.67	-2.68		
	3.8	-3.67	-9.56		
42					
1	-73.08				
	.0	2.55	-4.80		
	1.9	2.55	-.02		
	3.8	2.55	4.75		
2	-49.20				
	.0	-1.92	.92		
	1.9	-1.92	-2.67		
	3.8	-1.92	-6.27		
3	-60.65				
	.0	-1.68	.35		
	1.9	-1.68	-2.80		
	3.8	-1.68	-5.96		
46					
1	-25.71				
	.0	2.55	-4.90		
	1.9	2.55	-.12		
	3.8	2.55	4.66		
2	-17.73				
	.0	.03	-2.18		
	1.9	.03	-2.13		
	3.8	.03	-2.08		
3	-21.61				
	.0	.33	-2.90		
	1.9	.33	-2.28		
	3.8	.33	-1.66		

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
40			
1	-49.81		
	.0	6.56	-12.33
	1.9	6.56	-.02
	3.8	6.56	12.29
2	-5.08		
	.0	.74	-1.39
	1.9	.74	-.00
	3.8	.74	1.38
3	3.86		
	.0	-2.75	2.71
	1.9	-2.75	-2.45
	3.8	-2.75	-7.62
44			
1	-30.37		
	.0	6.60	-12.34
	1.9	6.60	.03
	3.8	6.60	12.41
2	-2.97		
	.0	.76	-1.39
	1.9	.76	.03
	3.8	.76	1.45
3	1.83		
	.0	-1.78	.67
	1.9	-1.78	-2.67
	3.8	-1.78	-6.01
48			
1	-10.91		
	.0	6.83	-12.25
	1.9	6.83	.56
	3.8	6.83	13.37
2	-.86		
	.0	.65	-1.30
	1.9	.65	-.09
	3.8	.65	1.13
3	.62		
	.0	-.40	-1.07
	1.9	-.40	-1.81
	3.8	-.40	-2.56
49			
1	3.63		
	.0	18.45	-22.28
	4.0	-.46	13.71
	8.0	-19.36	-25.93
2	.40		
	.0	2.05	-2.48
	4.0	-.05	1.52
	8.0	-2.15	-2.88
3	-.22		
	.0	5.72	-22.91
	4.0	5.72	-.03
	8.0	5.72	22.86
52			
1	-1.53		
	.0	18.58	-23.07
	4.0	-.33	13.44
	8.0	-19.23	-25.68
2	-.06		
	.0	2.06	-2.56
	4.0	-.04	1.49
	8.0	-2.14	-2.85
3	-.15		
	.0	6.60	-26.41
	4.0	6.60	-.03
	8.0	6.60	26.35

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
40			
1	-67.90		
	.0	9.06	-17.01
	1.9	9.06	-.03
	3.8	9.06	16.95
2	-40.96		
	.0	3.15	-8.39
	1.9	3.15	-2.47
	3.8	3.15	3.44
3	-51.44		
	.0	4.47	-10.97
	1.9	4.47	-2.60
	3.8	4.47	5.77
44			
1	-41.19		
	.0	9.13	-17.04
	1.9	9.13	.08
	3.8	9.13	17.21
2	-25.50		
	.0	4.16	-10.44
	1.9	4.16	-2.64
	3.8	4.16	5.16
3	-31.83		
	.0	5.54	-13.14
	1.9	5.54	-2.75
	3.8	5.54	7.63
48			
1	-14.47		
	.0	9.24	-16.79
	1.9	9.24	.53
	3.8	9.24	17.65
2	-9.21		
	.0	5.75	-12.09
	1.9	5.75	-1.31
	3.8	5.75	9.47
3	-11.35		
	.0	7.17	-14.81
	1.9	7.17	-1.37
	3.8	7.17	12.06
49			
1	5.00		
	.0	25.42	-30.70
	4.0	-.63	18.89
	8.0	-26.68	-35.73
2	3.05		
	.0	22.33	-42.96
	4.0	5.31	12.31
	8.0	-11.71	-.48
3	3.84		
	.0	26.67	-49.01
	4.0	5.50	15.33
	8.0	-15.68	-5.04
52			
1	-.73		
	.0	25.60	-31.78
	4.0	-.45	18.52
	8.0	-26.50	-35.38
2	-.63		
	.0	23.32	-47.17
	4.0	6.30	12.07
	8.0	-10.72	3.24
3	-.75		
	.0	27.74	-53.57
	4.0	6.56	15.02
	8.0	-14.62	-1.09

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
55			
1	.19		
	.0	18.60	-23.12
	4.0	-.31	13.47
	8.0	-19.22	-25.58
2	.02		
	.0	2.07	-2.57
	4.0	-.03	1.50
	8.0	-2.13	-2.84
3	-.90		
	.0	6.69	-26.75
	4.0	6.69	.01
	8.0	6.69	26.78
58			
1	-.12		
	.0	18.63	-23.17
	4.0	-.28	13.54
	8.0	-19.18	-25.37
2	-.01		
	.0	2.07	-2.58
	4.0	-.03	1.50
	8.0	-2.13	-2.82
3	.47		
	.0	6.75	-27.25
	4.0	6.75	-.26
	8.0	6.75	26.74
50			
1	1.98		
	.0	15.20	-16.82
	3.3	.00	7.89
	6.5	-15.20	-16.82
2	.22		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.89
3	-.35		
	.0	5.79	-16.82
	3.3	5.79	.00
	6.5	5.79	18.82
53			
1	-.01		
	.0	15.20	-16.71
	3.3	.00	8.00
	6.5	-15.20	-16.71
2	.00		
	.0	1.71	-1.87
	3.3	.00	.90
	6.5	-1.71	-1.87
3	-.65		
	.0	6.70	-21.78
	3.3	6.70	.00
	6.5	6.70	21.79
56			
1	-.16		
	.0	15.20	-16.72
	3.3	.00	7.99
	6.5	-15.20	-16.72
2	-.02		
	.0	1.71	-1.88
	3.3	.00	.90
	6.5	-1.71	-1.88
3	-.94		
	.0	6.86	-22.30
	3.3	6.86	.00
	6.5	6.86	22.31

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
55			
1	.26		
	.0	25.63	-31.86
	4.0	-.42	18.55
	8.0	-26.47	-35.24
2	-.73		
	.0	23.43	-47.56
	4.0	6.41	12.13
	8.0	-10.60	3.76
3	-.73		
	.0	27.86	-53.98
	4.0	6.68	15.10
	8.0	-14.49	-.53
58			
1	-.15		
	.0	25.67	-31.93
	4.0	-.38	18.66
	8.0	-26.43	-34.95
2	.37		
	.0	23.52	-48.11
	4.0	6.50	11.93
	8.0	-10.52	3.90
3	.37		
	.0	27.96	-54.57
	4.0	6.78	14.90
	8.0	-14.40	-.34
50			
1	2.73		
	.0	20.97	-23.20
	3.3	.00	10.89
	6.5	-20.97	-23.20
2	1.44		
	.0	19.47	-33.95
	3.3	5.79	7.10
	6.5	-7.89	3.68
3	1.86		
	.0	23.12	-38.60
	3.3	6.08	8.84
	6.5	-10.96	.91
53			
1	-.01		
	.0	20.97	-23.05
	3.3	.00	11.03
	6.5	-20.97	-23.05
2	-.66		
	.0	20.39	-36.82
	3.3	6.70	7.20
	6.5	-6.98	6.75
3	-.69		
	.0	24.08	-41.60
	3.3	7.04	8.96
	6.5	-10.00	4.15
56			
1	-.22		
	.0	20.97	-23.07
	3.3	.00	11.02
	6.5	-20.97	-23.07
2	-1.09		
	.0	20.55	-37.35
	3.3	6.86	7.19
	6.5	-6.82	7.26
3	-1.17		
	.0	24.24	-42.16
	3.3	7.21	8.95
	6.5	-9.83	4.68

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
59			
1	.54		
	.0	15.20	-16.79
	3.3	.00	7.91
	6.5	-15.20	-16.79
2	.06		
	.0	1.71	-1.88
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.88
3	-1.25		
	.0	6.75	-21.93
	3.3	6.75	.00
	6.5	6.75	21.93
51			
1	3.63		
	.0	19.36	-25.93
	4.0	.46	13.71
	8.0	-18.45	-22.28
2	.40		
	.0	2.15	-2.88
	4.0	.05	1.52
	8.0	-2.05	-2.48
3	-.48		
	.0	5.73	-22.88
	4.0	5.73	.03
	8.0	5.73	22.93
54			
1	-.53		
	.0	19.23	-25.68
	4.0	.33	13.44
	8.0	-18.58	-23.07
2	-.06		
	.0	2.14	-2.85
	4.0	.04	1.49
	8.0	-2.06	-2.56
3	-1.15		
	.0	6.60	-26.36
	4.0	6.60	.03
	8.0	6.60	26.43
57			
1	.19		
	.0	19.22	-25.58
	4.0	.31	13.47
	8.0	-18.60	-23.12
2	.02		
	.0	2.13	-2.84
	4.0	.03	1.50
	8.0	-2.07	-2.57
3	-.98		
	.0	6.70	-26.79
	4.0	6.70	-.01
	8.0	6.70	26.77
60			
1	-.12		
	.0	19.18	-25.37
	4.0	.28	13.54
	8.0	-18.63	-23.17
2	-.01		
	.0	2.13	-2.82
	4.0	.03	1.50
	8.0	-2.07	-2.58
3	-2.98		
	.0	6.76	-26.76
	4.0	6.76	268.0
	8.0	6.76	27.28

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT
PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
59			
1	.74		
	.0	20.97	-23.17
	3.3	.00	10.92
	6.5	-20.97	-23.17
2	-.77		
	.0	20.43	-37.04
	3.3	6.75	7.12
	6.5	-6.94	6.82
3	-.71		
	.0	24.12	-41.84
	3.3	7.03	8.87
	6.5	-9.95	4.21
51			
1	5.00		
	.0	26.68	-35.73
	4.0	.63	18.89
	8.0	-25.42	-30.70
2	2.79		
	.0	23.15	-46.22
	4.0	6.14	12.37
	8.0	-10.88	2.88
3	3.56		
	.0	27.70	-53.07
	4.0	6.52	15.38
	8.0	-14.65	4.87
54			
1	-.73		
	.0	26.50	-35.38
	4.0	.45	18.52
	8.0	-25.60	-31.78
2	-1.62		
	.0	23.91	-49.48
	4.0	6.89	12.13
	8.0	-10.12	5.67
3	-1.80		
	.0	28.47	-56.44
	4.0	7.29	15.09
	8.0	-13.88	1.92
57			
1	.26		
	.0	26.47	-35.24
	4.0	.42	18.55
	8.0	-25.63	-31.86
2	-.81		
	.0	23.99	-49.81
	4.0	6.97	12.11
	8.0	-10.05	5.96
3	-.82		
	.0	28.55	-56.78
	4.0	7.37	15.07
	8.0	-13.80	2.21
60			
1	-.15		
	.0	26.43	-34.95
	4.0	.38	18.66
	8.0	-25.67	-31.93
2	-3.09		
	.0	24.02	-49.60
	4.0	7.00	12.45
	8.0	-10.01	6.43
3	-3.26		
	.0	28.58	-56.52
	4.0	7.40	15.44
	8.0	-13.78	2.69

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
61			
1	.27		
	.0	18.61	-23.83
	4.0	-.10	13.20
	8.0	-18.81	-24.62
2	.03		
	.0	2.09	-2.68
	4.0	-.01	1.48
	8.0	-2.11	-2.76
3	-1.23		
	.0	5.12	-20.91
	4.0	5.12	-.42
	8.0	5.12	20.06
64			
1	.03		
	.0	18.69	-24.14
	4.0	-.02	13.18
	8.0	-18.74	-24.34
2	.00		
	.0	2.10	-2.71
	4.0	-.00	1.48
	8.0	-2.10	-2.73
3	-.59		
	.0	4.88	-19.90
	4.0	4.88	-.37
	8.0	4.88	19.17
67			
1	.20		
	.0	18.75	-24.41
	4.0	.04	13.18
	8.0	-18.67	-24.08
2	.02		
	.0	2.10	-2.74
	4.0	.00	1.48
	8.0	-2.10	-2.70
3	-.78		
	.0	4.37	-17.82
	4.0	4.37	-.33
	8.0	4.37	17.16
70			
1	-.26		
	.0	18.78	-24.48
	4.0	.07	13.22
	8.0	-18.64	-23.92
2	-.03		
	.0	2.11	-2.75
	4.0	.01	1.48
	8.0	-2.09	-2.68
3	-.78		
	.0	3.77	-15.36
	4.0	3.77	-.30
	8.0	3.77	14.77
62			
1	.12		
	.0	15.16	-16.80
	3.3	.00	7.84
	6.5	-15.16	-16.80
2	.01		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.88
	6.5	-1.71	-1.89
3	-1.49		
	.0	6.49	-21.09
	3.3	6.49	.00
	6.5	6.49	21.10

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
61			
1	.38		
	.0	25.68	-32.88
	4.0	-.14	18.21
	8.0	-25.95	-33.96
2	-.99		
	.0	21.87	-42.36
	4.0	5.03	11.45
	8.0	-11.81	-2.10
3	-.99		
	.0	26.24	-48.67
	4.0	5.27	14.35
	8.0	-15.70	-6.53
64			
1	.04		
	.0	25.78	-33.31
	4.0	-.03	18.19
	8.0	-25.85	-33.58
2	-.57		
	.0	21.70	-41.62
	4.0	4.86	11.50
	8.0	-11.98	-2.74
3	-.59		
	.0	26.07	-47.95
	4.0	5.10	14.39
	8.0	-15.87	-7.15
67			
1	.28		
	.0	25.87	-33.67
	4.0	.06	18.18
	8.0	-25.76	-33.22
2	-.59		
	.0	21.25	-39.79
	4.0	4.41	11.53
	8.0	-12.43	-4.51
3	-.59		
	.0	25.61	-46.07
	4.0	4.64	14.42
	8.0	-16.33	-8.97
70			
1	-.36		
	.0	25.91	-33.78
	4.0	.10	18.24
	8.0	-25.72	-32.99
2	-1.02		
	.0	20.67	-37.40
	4.0	3.83	11.61
	8.0	-13.01	-6.76
3	-1.11		
	.0	25.00	-43.57
	4.0	4.03	14.51
	8.0	-16.94	-11.30
62			
1	.17		
	.0	20.93	-23.18
	3.3	.00	10.82
	6.5	-20.93	-23.18
2	-1.38		
	.0	20.14	-36.21
	3.3	6.49	7.06
	6.5	-7.16	5.98
3	-1.43		
	.0	23.81	-40.98
	3.3	6.81	8.79
	6.5	-10.18	3.52

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
65			
1	.15		
	.0	15.16	-16.77
	3.3	.00	7.87
	6.5	-15.16	-16.77
2	.02		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.89
3	-1.80		
	.0	6.23	-20.25
	3.3	6.23	.00
	6.5	6.23	20.25
68			
1	.20		
	.0	15.16	-16.76
	3.3	.00	7.89
	6.5	-15.16	-16.76
2	.02		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.89
3	-2.08		
	.0	5.59	-19.18
	3.3	5.59	.00
	6.5	5.59	18.18
71			
1	-.16		
	.0	15.16	-16.77
	3.3	.00	7.88
	6.5	-15.16	-16.77
2	-.02		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.89
3	-2.39		
	.0	4.82	-15.67
	3.3	4.82	.00
	6.5	4.82	15.67
63			
1	.27		
	.0	18.81	-24.62
	4.0	.10	13.20
	8.0	-18.61	-23.83
2	.03		
	.0	2.11	-2.76
	4.0	.01	1.48
	8.0	-2.09	-2.68
3	-1.75		
	.0	5.13	-20.08
	4.0	5.13	.43
	8.0	5.13	20.94
66			
1	.03		
	.0	18.74	-24.34
	4.0	.02	13.18
	8.0	-18.69	-24.14
2	.00		
	.0	2.10	-2.73
	4.0	.00	1.48
	8.0	-2.10	-2.71
3	-3.01		
	.0	4.89	-19.18
	4.0	4.89	.37
	8.0	4.89	19.91

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F
PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
65			
1	.21		
	.0	20.93	-23.14
	3.3	.00	10.86
	6.5	-20.93	-23.14
2	-1.66		
	.0	19.88	-35.34
	3.3	6.23	7.09
	6.5	-7.42	5.16
3	-1.72		
	.0	23.54	-40.06
	3.3	6.54	8.83
	6.5	-10.46	2.47
68			
1	.28		
	.0	20.93	-23.12
	3.3	.00	10.88
	6.5	-20.93	-23.12
2	-1.90		
	.0	19.24	-33.26
	3.3	5.59	7.10
	6.5	-8.05	3.10
3	-1.96		
	.0	22.87	-37.87
	3.3	5.87	8.84
	6.5	-11.12	.30
71			
1	-.22		
	.0	20.93	-23.14
	3.3	.00	10.87
	6.5	-20.93	-23.14
2	-2.53		
	.0	18.47	-30.76
	3.3	4.82	7.09
	6.5	-8.83	.59
3	-2.68		
	.0	22.06	-35.25
	3.3	5.06	8.83
	6.5	-11.93	-2.33
63			
1	.38		
	.0	25.95	-33.96
	4.0	.14	18.21
	8.0	-25.68	-32.88
2	-1.51		
	.0	22.06	-42.24
	4.0	5.22	12.31
	8.0	-11.63	-.51
3	-1.54		
	.0	26.46	-48.67
	4.0	5.49	15.24
	8.0	-15.48	-4.73
66			
1	.04		
	.0	25.85	-33.58
	4.0	.03	18.19
	8.0	-25.78	-33.31
2	-2.98		
	.0	21.75	-41.08
	4.0	4.91	12.23
	8.0	-11.93	-1.82
3	-3.13		
	.0	26.13	-47.41
	4.0	5.16	15.16
	8.0	-15.81	-6.15

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
69			
1	.20		
	.0	18.67	-24.08
	4.0	-.04	13.18
	8.0	-18.75	-24.41
2	.02		
	.0	2.10	-2.70
	4.0	-.00	1.48
	8.0	-2.10	-2.74
3	-3.39		
	.0	4.38	-17.17
	4.0	4.38	.33
	8.0	4.38	17.84
72			
1	-.26		
	.0	18.64	-23.92
	4.0	-.07	13.22
	8.0	-18.78	-24.48
2	-.03		
	.0	2.09	-2.68
	4.0	-.01	1.48
	8.0	-2.11	-2.75
3	-3.99		
	.0	3.77	-14.78
	4.0	3.77	.30
	8.0	3.77	15.38
73			
1	.17		
	.0	18.75	-24.50
	4.0	.08	13.16
	8.0	-18.58	-23.85
2	.02		
	.0	2.11	-2.75
	4.0	.01	1.48
	8.0	-2.09	-2.68
3	-.91		
	.0	2.79	-11.37
	4.0	2.79	-.21
	8.0	2.79	10.95
76			
1	.04		
	.0	18.78	-24.63
	4.0	.11	13.15
	8.0	-18.55	-23.74
2	.02		
	.0	2.11	-2.77
	4.0	.01	1.48
	8.0	-2.09	-2.67
3	-1.02		
	.0	2.03	-8.26
	4.0	2.03	-.16
	8.0	2.03	7.95
79			
1	.23		
	.0	18.78	-24.66
	4.0	.12	13.15
	8.0	-18.54	-23.70
2	-.11		
	.0	2.11	-2.76
	4.0	.01	1.49
	8.0	-2.09	-2.67
3	-1.29		
	.0	1.22	-4.97
	4.0	1.22	-.08
	8.0	1.22	4.80

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
69			
1	.28		
	.0	25.76	-33.22
	4.0	-.06	18.18
	8.0	-25.87	-33.67
2	-3.21		
	.0	21.18	-38.85
	4.0	4.34	12.19
	8.0	-12.50	-4.13
3	-3.33		
	.0	25.52	-45.02
	4.0	4.55	15.12
	8.0	-16.42	-8.63
72			
1	-.36		
	.0	25.72	-32.99
	4.0	-.10	18.24
	8.0	-25.91	-33.78
2	-4.23		
	.0	20.55	-36.31
	4.0	3.71	12.20
	8.0	-13.13	-6.65
3	-4.49		
	.0	24.85	-42.33
	4.0	3.88	15.14
	8.0	-17.09	-11.29
73			
1	.23		
	.0	25.87	-33.81
	4.0	.11	18.15
	8.0	-25.65	-32.91
2	-.75		
	.0	19.66	-33.42
	4.0	2.86	11.63
	8.0	-13.93	-10.51
3	-.76		
	.0	23.94	-39.40
	4.0	3.02	14.53
	8.0	-17.90	-15.23
76			
1	.08		
	.0	25.91	-33.98
	4.0	.15	18.14
	8.0	-25.60	-32.76
2	-.98		
	.0	18.92	-30.43
	4.0	2.13	11.68
	8.0	-14.67	-13.41
3	-1.02		
	.0	23.17	-36.28
	4.0	2.25	14.57
	8.0	-18.67	-18.26
79			
1	.10		
	.0	25.92	-34.00
	4.0	.16	18.16
	8.0	-25.60	-32.72
2	-1.08		
	.0	18.13	-27.16
	4.0	1.33	11.75
	8.0	-15.47	-16.53
3	-1.18		
	.0	22.33	-32.84
	4.0	1.41	14.65
	8.0	-19.51	-21.53

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
74			
1	.13		
	.0	15.13	-16.73
	3.3	.00	7.86
	6.5	-15.13	-16.73
2	.02		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.89
3	-2.64		
	.0	3.76	-12.23
	3.3	3.76	.00
	6.5	3.76	12.24
77			
1	.11		
	.0	15.13	-16.72
	3.3	.00	7.87
	6.5	-15.13	-16.72
2	.01		
	.0	1.71	-1.88
	3.3	.00	.89
	6.5	-1.71	-1.88
3	-2.97		
	.0	2.76	-8.98
	3.3	2.76	.00
	6.5	2.76	8.98
80			
1	.16		
	.0	15.13	-16.70
	3.3	.00	7.89
	6.5	-15.13	-16.70
2	-.05		
	.0	1.71	-1.89
	3.3	.00	.88
	6.5	-1.71	-1.89
3	-3.17		
	.0	1.72	-5.59
	3.3	1.72	-.00
	6.5	1.72	5.58
75			
1	.17		
	.0	18.58	-23.85
	4.0	-.08	13.16
	8.0	-18.75	-24.50
2	.02		
	.0	2.09	-2.68
	4.0	-.01	1.48
	8.0	-2.11	-2.75
3	-4.38		
	.0	2.80	-10.97
	4.0	2.80	.21
	8.0	2.80	11.39
78			
1	.04		
	.0	18.55	-23.74
	4.0	-.11	13.15
	8.0	-18.78	-24.63
2	.02		
	.0	2.09	-2.67
	4.0	-.01	1.48
	8.0	-2.11	-2.77
3	-4.91		
	.0	2.03	-7.97
	4.0	2.03	.16
	8.0	2.03	8.28

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
74			
1	.18		
	.0	20.89	-23.09
	3.3	.00	10.85
	6.5	-20.89	-23.09
2	-2.53		
	.0	17.38	-27.29
	3.3	3.76	7.08
	6.5	-9.85	-2.82
3	-2.63		
	.0	20.92	-31.60
	3.3	3.95	8.82
	6.5	-13.01	-5.90
77			
1	.15		
	.0	20.89	-23.08
	3.3	.00	10.87
	6.5	-20.89	-23.08
2	-2.88		
	.0	16.38	-24.02
	3.3	2.76	7.09
	6.5	-10.86	-6.06
3	-3.00		
	.0	19.86	-28.17
	3.3	2.90	8.83
	6.5	-14.06	-9.31
80			
1	.10		
	.0	20.89	-23.06
	3.3	.00	10.88
	6.5	-20.89	-23.06
2	-3.02		
	.0	15.34	-20.62
	3.3	1.72	7.10
	6.5	-11.90	-9.45
3	-3.19		
	.0	18.77	-24.59
	3.3	1.80	8.84
	6.5	-15.16	-12.87
75			
1	.23		
	.0	25.65	-32.91
	4.0	-.11	18.15
	8.0	-25.87	-33.81
2	-4.23		
	.0	19.52	-32.43
	4.0	2.72	12.05
	8.0	-14.08	-10.66
3	-4.41		
	.0	23.76	-38.25
	4.0	2.84	14.97
	8.0	18.08	-15.50
78			
1	.08		
	.0	25.60	-32.76
	4.0	-.15	18.14
	8.0	-25.91	-33.98
2	-4.88		
	.0	18.73	-29.33
	4.0	1.93	11.99
	8.0	-14.87	-13.88
3	-5.11		
	.0	22.93	-34.97
	4.0	2.01	14.90
	8.0	-18.91	-18.91

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

No Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
81			
1	.23		
	.0	18.54	-23.70
	4.0	-.12	13.15
	8.0	-18.78	-24.66
2	-.11		
	.0	2.09	-2.67
	4.0	-.01	1.49
	8.0	-2.11	-2.76
3	-5.08		
	.0	1.22	-4.78
	4.0	1.22	.08
	8.0	1.22	4.94
82			
1	-6.83		
	.0	10.58	-13.37
	4.0	.03	7.86
	8.0	-10.52	-13.11
2	-.65		
	.0	.86	-1.13
	4.0	.02	.62
	8.0	-.82	-1.00
3	-.45		
	.0	.63	-2.62
	4.0	.63	-.10
	8.0	.63	2.41
83			
1	-4.92		
	.0	8.54	-9.55
	3.3	.00	4.32
	6.5	-8.54	-9.55
2	-.49		
	.0	.68	-.75
	3.3	.00	.36
	6.5	-.68	-.75
3	-2.14		
	.0	.88	-2.87
	3.3	.88	-.00
	6.5	.88	2.87
84			
1	-6.83		
	.0	10.52	-13.11
	4.0	-.03	7.86
	8.0	-10.58	-13.37
2	-.65		
	.0	.82	-1.00
	4.0	-.02	.62
	8.0	-.86	-1.13
3	-3.81		
	.0	.62	-2.38
	4.0	.62	.09
	8.0	.62	2.56

DATA PORTAL UNTUK SHEAR DAN MOMENT

PROGRAM:SAP90/FILE:portal.F3F

PORTAL B 12 LANTAI

FRAME ELEMENT FORCES

By Load Combination

ELT LOAD ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
81			
1	.10		
	.0	25.60	-32.72
	4.0	-.16	18.16
	8.0	-25.92	-34.00
2	-4.87		
	.0	17.91	-26.11
	4.0	1.11	11.91
	8.0	-15.69	-17.25
3	-5.16		
	.0	22.06	-31.59
	4.0	1.14	14.83
	8.0	-19.78	-22.44
82			
1	-9.24		
	.0	14.07	-17.85
	4.0	.07	10.41
	8.0	-13.94	-17.33
2	-6.60		
	.0	10.15	-14.65
	4.0	.66	6.97
	8.0	-8.83	-9.38
3	-8.06		
	.0	12.31	-17.50
	4.0	.71	8.53
	8.0	-10.90	-11.86
83			
1	-6.69		
	.0	11.34	-12.66
	3.3	.00	5.76
	6.5	-11.34	-12.66
2	-6.57		
	.0	8.57	-11.47
	3.3	.88	3.89
	6.5	-6.80	-5.73
3	-7.73		
	.0	10.32	-13.52
	3.3	.93	4.76
	6.5	-8.47	-7.49
84			
1	-9.24		
	.0	13.94	-17.33
	4.0	-.07	10.41
	8.0	-14.07	-17.85
2	-9.95		
	.0	10.08	-14.17
	4.0	.59	7.16
	8.0	-8.91	-9.47
3	-11.58		
	.0	12.21	-16.89
	4.0	.60	8.73
	8.0	-11.00	-12.06

Gambar Geometry

Gambar Displacement