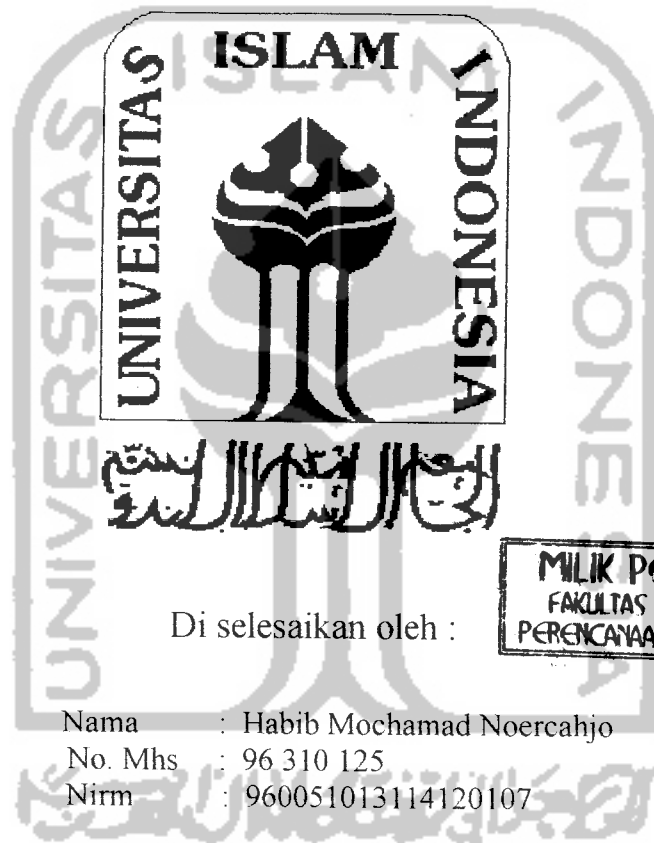


**TUGAS AKHIR**

**STUDI EKSPERIMENTAL KEKAKUAN STRUKTUR  
JEMBATAN DINDING RANGKA SINGLE WARREN  
DAN CALLENDER HAMILTON**



Di selesaikan oleh :

MILIK PERPUSTAKAAN  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN UII YOGYAKARTA

Nama : Habib Mochamad Noercahjo  
No. Mhs : 96 310 125  
Nirm : 960051013114120107

Nama : Irwan Budiono  
No. Mhs : 96 310 265  
Nirm : 960051013114120224

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

## TUGAS AKHIR

### STUDI EKSPERIMENTAL STRUKTUR JEMBATAN DINDING RANGKA SINGLE WARREN DAN CALLENDER HAMILTON



Nama : HABIB MOCHAMAD NOERCAHYO

No. Mhs : 96310125

NIRM : 960051013114120107

Nama : IRWAN BUDIONO

No. Mhs : 96310 265

NIRM : 960051013114120224

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

**Ir. Fatkhurrohman N, MT**  
Dosen Pembimbing I

Tanggal : 8/12 - 2001.

**Ir. H. Suharyatmo, MT**  
Dosen Pembimbing II

Tanggal : 30/11/01

## KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr, Wb.

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dan menyusun laporannya.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat untuk mencapai derajat Sarjana S-1, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan universitas Islam Indonesia.

Dalam penyusunan Tugas Akhir yang berjudul "*Studi Eksperimental Kekakuan Struktur Jembatan Dinding Rangka Single Warren dan Callender Hamilton*". Penulis telah berusaha semaksimal mungkin untuk memperoleh hasil yang sebaik-baiknya sesuai dengan kemampuan dan pengetahuan yang ada pada penulis serta berpegang pada buku-buku referensi, pedoman dan petunjuk yang terpakai. Penulis sadar bahwa Tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan pengetahuan dan pengalaman yang ada pada penulis, untuk ini kritik dan saran dari berbagai pihak sangat penulis harapkan untuk kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Selama menyelesaikan Tugas Akhir ini penulis telah banyak mendapatkan bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, baik bantuan secara moril maupun spirituil. Untuk itu penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. bapak Ir. Fatkhurrohman, MT, selaku Dosen Pembimbing pertama tugas akhir,
2. bapak Ir. H. Suharyatmo, MT, selaku Dosen Pembimbing kedua tugas akhir,
3. bapak Ir. Widodo, MSCE, Ph.D, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
4. bapak Ir. H Munadhir, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
5. Ayah dan Ibunda tercinta, yang selalu berdoa untuk keberhasilan penulis, hingga penulis sampai pada penghujung studi ini,
6. rekan-rekan yang telah banyak memberikan bantuan dan dorongan kepada penulis, serta semua pihak yang telah banyak membantu terselesainya Tugas Akhir ini, yang tidak mungkin penulis sebutkan satu persatu.

Atas segala budi dan amal baik yang telah diberikan, penulis hanya dapat memanjatkan do'a, semoga segala amal kebajikannya mendapatkan amal imbalan yang setimpal dari Allah SWT, Amin.

Selanjutnya penulis berharap, semoga hasil yang diperoleh dari penelitian ini bermanfaat bagi penelitian-penelitian selanjutnya.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Jogjakarta, November 2001

Penulis



## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	i
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	ii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	iii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vi
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	ix
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xii
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xiii
<b>DAFTAR NOTASI</b> .....	xiv
<b>ABSTRAKS</b> .....	xvi
<b>BAB I. PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Tujuan Penelitian .....	2
1.3. Batasan Masalah .....	2
1.4. Manfaat Penelitian .....	2
1.5. Metode Penelitian .....	3
<b>BAB II. TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	4

<b>BAB III. LANDASAN TEORI</b> .....	6
3.1. Umum.....	6
3.2. Analisis Struktur.....	7
3.2.1. Deformasi Pada Rangka Batang Bidang (Truss Element).....	7
3.3. Batang Tarik.....	12
3.3.1. Luas Efektif Netto .....	13
3.4. Batang Tekan .....	15
3.5. Batas Lebar / Tebal untuk Mencapai Tegangan Leleh tanpa Tekuk	
Lokal.....	17
3.6. Tekuk Puntir .....	20
3.6.1. Persyaratan Topangan Lateral Tanpa Tekuk Puntir LRFD .....	25
3.7. Hubungan Beban-Lendutan.....	28
3.8. Hubungan Momen-Kelengkungan.....	30
3.9. Hipotesis .....	33
<b>BAB IV. METODOLOGI PENELITIAN</b> .....	34
4.1. Metode Penelitian .....	34
4.2. Bahan dan Alat yang digunakan .....	34
4.2.1. Bahan .....	34
4.2.2. Peralatan Penelitian.....	35
4.3. Pembuatan Sampel.....	41
4.4. Pengujian Sampel.....	42

<b>BAB V. HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN</b> .....	43
5.1. Uji Kuat Tarik Baja dan Kuat geser Baut .....	43
5.2. Uji Kuat Lentur Rangka Jembatan.....	44
5.2.1. Hubungan Beban-Lendutan Hasil Pengujian.....	44
5.2.2. Hubungan Momen-Kelengkungan Hasil Pengujian .....	47
5.3. Grafik Hubungan Beban-Lendutan Hasil Analisa Komputer.....	52
5.4. Grafik Hub Beban-Lendutan Hasil Pengujian dan Analisa Komputer.....	52
5.5. Grafik Hubungan Momen-Kelengkungan Hasil Analisa Komputer .....	54
5.6. Grafik Hubungan Momen-Kelengkungan Hasil Pengujian dan Analisa Komputer .....	54
5.7. Tinjauan Analitis .....	56
5.8. Pembahasan .....	62
5.8.1. Kekakuan Rangka Jembatan dari Hubungan Baban-Lendutan .....	63
5.8.2.Kekakuan Rangka Jembatan ditinjau dari Hubungan Momen- Kelengkungan .....	64
<b>BAB VI. KESIMPULAN DAN SARAN</b> .....	65
6.1. Kesimpulan .....	65
6.2. Saran .....	65

## DAFTAR PUSTAKA

## LAMPIRAN



## DAFTAR GAMBAR

- 3.1. Gaya-gaya batang rangka Single Warren
- 3.2. Gaya-gaya batang rangka Callender Hamilton
- 3.3. Deformasi Pada Rangka batang (Truss)
- 3.4. Kondisi Lokal, Kondisi Global, transformasi Ujung
- 3.5. Luas efektif sambungan baut
- 3.6. Luas efektif sambungan las
- 3.7. Batang lurus dibebani gaya tekan aksial
- 3.8. Koefisien tekuk elastik untuk tekan pada pelat segi empat
- 3.9. Defleksi tekuk pelat yang ditekan secara merata
- 3.10. Perbandingan tekuk pelat dengan tekuk kolom
- 3.11. Tekuk puntir lateral balok
- 3.12. Kekuatan nominal  $M_n$  dari penampang “ kompak” yang dipengaruhi oleh tekuk puntir lateral
- 3.13. Rangka jembatan yang diberi beban aksial (P) akan terjadi lendutan ( $\Delta$ )
- 3.14. Grafik hubungan beban ( P ) dan lendutan (  $\Delta$  )
- 3.15. Grafik hubungan beban dan lendutan *Rangka Single Warren dan Callender Hamilton*
- 3.16. Penurunan yang terjadi akibat beban (P)
- 3.17. Grafik hubungan momen dan kelengkungan

- 3.18. Grafik hubungan momen dan kelengkungan *Rangka Single Warren dan Callender Hamilton*
- 4.1. *Universal Testing Material Shimatzu UMH30*
- 4.2. *Dukungan rol dan sendi*
- 4.3. *Loading Frame*
- 4.4. *Dial Gauge*
- 4.5. *Tampak samping Hydraulic jack*
- 4.6. *Hidraulic Jack*
- 4.7. *Penahan Lateral Buckling Rangka Single Warren*
- 4.8. *Penahan Lateral Buckling Rangka Callender Hamilton*
- 4.9. *Rangka jembatan Callender Hamilton*
- 4.10. *Rangka jembatan Single Warren*
- 5.1. *Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren*
- 5.2. *Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton*
- 5.3. *Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton*
- 5.4. *Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren*
- 5.5. *Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton*

- 5.6. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton
- 5.7. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil analisis SAP 90 rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton
- 5.8. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian dan hasil analisis SAP90 rangka jembatan Single Warren
- 5.9. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian dan hasil analisis SAP90 rangka jembatan Callender Hamilton
- 5.10. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil analisis SAP90 rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton
- 5.11. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian dan hasil analisis SAP90 rangka jembatan Single Warren
- 5.12. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian dan hasil analisis SAP90 rangka jembatan Callender Hamilton
- 5.13. Elemen-elemen rangka batang Single Warren
- 5.14. Elemen-elemen rangka batang Callender Hamilton
- 5.15. Potongan tampang melintang rangka Single Warren
- 5.16. Potongan tampang melintang rangka Callender Hamilton

## DAFTAR TABEL


- 5.1. Hasil pengujian kuat tarik baja
- 5.2. Hasil pengujian kuat geser baut
- 5.3. Hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren
- 5.4. Hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton
- 5.5. Hubungan momen dan kelengkungan rangka jembatan Single Warren
- 5.6. Hubungan momen dan kelengkungan rangka jembatan Callender Hamilton
- 5.7. Kekuatan batang tekan rangka Single Warren akibat tekuk lokal
- 5.8. Kekuatan batang tekan rangka Callender Hamilton akibat tekuk local
- 5.9. Nilai kekakuan benda uji hubungan beban dan lendutan
- 5.10. Nilai kekakuan benda uji hubungan momen dan kelengkungan

## DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran I = Lembar Konsultasi
- Lampiran II = Perhitungan Rangka Jembatan
- Lampiran III = Data pengujian
- Lampiran IV = Data SAP 90
- Lampiran V = Gambar Profil Rangka Jembatan



## DAFTAR NOTASI



$A_e$	= luas efektif netto
$A_g$	= luas bruto
$b$	= lebar pelat
$C_w$	= konstanta pilin
$d$	= diameter baut
$E$	= modulus elastisitas
$F_{er}$	= tegangan kritis
$F_y$	= tegangan leleh baja
$F_u$	= tegangan tarik baja
$G$	= modulus geser
$I_x$	= momen inertiya terhadap sumbu x
$I_y$	= momen inertiya terhadap sumbu y
$J$	= konstanta puntir
$k$	= koefisien tekuk pelat
$L$	= panjang las
$M$	= momen lenturan
$P$	= beban aksial
$P_{er}$	= beban tekuk kritis
$R_n$	= kekuatan nominal penyambung ( baut )

$r$  = jari-jari inerti

$r_e$  = jari-jari inerti ekuivalen untuk tekuk puntir

$r_y$  = jari-jari inerti untuk sumbu simetris

$T_n$  = kekuatan tarik nominal

$\Delta$  = lendutan

$\phi$  = kelengkungan

$\rho$  = jari-jari kelengkungan



## ABSTRAK

*Rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton mempunyai perbedaan pada susunan batangnya. Sudut kemiringan batang diagonal rangka Single Warren kurang-lebih sebesar  $60^{\circ}$  dan untuk rangka Callender Hamilton sebesar  $45^{\circ}$ . Hal ini menyebabkan batang atas (tekan) pada rangka Callender Hamilton menjadi lebih panjang. Untuk memperpendek panjang batang tekan pada rangka Callender Hamilton diberi batang sekunder, sehingga menimbulkan perilaku yang berbeda. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk membandingkan kekakuan rangka jembatan yang berbeda bentuk tetapi panjang dan tinggi rangka jembatan sama. Tinjauan dilakukan pada rangka Single Warren dan Callender Hamilton.*

*Dari ke-2 benda uji dilakukan pengujian pembebanan di Laboratorium Struktur, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sehingga diperoleh data dalam bentuk tabel, grafik beban lendutan dan grafik momen kelengkungan. Dari data pengujian dapat diketahui nilai kekakuan masing-masing rangka tersebut.*

*Dari hasil pembahasan didapatkan bahwa struktur rangka jembatan Callender Hamilton mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan rangka Single Warren. Dalam pengujian terjadi kegagalan tekuk puntir sehingga struktur rangka jembatan tidak mampu mendukung beban yang direncanakan. Kegagalan tekuk puntir disebabkan pengaku lateral kurang baik.*



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar belakang masalah

Seperti yang telah diketahui bahwa kondisi topografi Indonesia terdapat banyak sungai maupun laut, sehingga untuk menghubungkan antara dua daerah diperlukan penghubung yang dalam hal ini berupa jembatan. Jembatan yang digunakan di Indonesia biasanya terbuat dari struktur rangka baja.

Jembatan rangka merupakan salah satu dari beberapa jenis jembatan konstruksi baja yang sering digunakan, baik untuk lalu lintas jalan raya maupun untuk lalu lintas kereta api. Terdapat beberapa jenis jembatan rangka yang masing-masing mempunyai kekakuan yang berbeda-beda. Di Indonesia jenis yang paling banyak digunakan adalah rangka Single Warren dan Callender Hamilton.

Rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton mempunyai perbedaan pada susunan batangnya. Sudut kemiringan batang diagonal rangka Single Warren kurang-lebih sebesar  $60^{\circ}$  dan untuk rangka Callender Hamilton sebesar  $45^{\circ}$ . Hal ini menyebabkan batang atas ( tekan ) pada rangka Callender Hamilton menjadi lebih panjang. Untuk memperpendek panjang batang atas (tekan) pada rangka Callender Hamilton diberi batang sekunder, sehingga menimbulkan perilaku yang berbeda.

## 1.2. Tujuan penelitian

Tujuan penelitian ini adalah:

1. Mempelajari perilaku struktur dari hubungan beban-lendutan dan momen-kelengkungan rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton,
2. Membandingkan kekakuan rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton.

## 1.3. Batasan masalah

Untuk memperjelas analisis dibuat batasan masalah sebagai berikut:

1. Struktur rangka baja menggunakan profil siku ganda.
2. Sambungan pada titik buhul (joint) menggunakan baut hitam dengan tebal pelat sambung 5 mm.
3. Benda uji menggunakan rangka jembatan dengan panjang bentang 5,6 m dan tinggi 0,75 m.
4. Rangka jembatan dibebani dengan beban terpusat pada dua titik.
5. Rangka jembatan di tumpu oleh dukungan sendi-rol.
6. Pengamatan di laboratorium terbatas pada beban dan lendutan.
7. Perhitungan menggunakan metode LRFD.

## 1.4. Manfaat penelitian

Manfaat yang hendak dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah mendapatkan kekakuan yang paling baik dari model rangka single warren dan callender hamilton dalam menerima beban.

### 1.5. Metode penelitian

Metodologi penelitian adalah sebagai berikut:

1. Studi pustaka dari berbagai buku/literatur.
2. Menentukan dimensi rangka batang jembatan sesungguhnya dan rangka batang yang akan diuji.
3. Membuat struktur dinding rangka jembatan yang akan diuji.
4. Melakukan pengujian kekuatan struktur dinding rangka jembatan di laboratorium.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

Rangka batang adalah susunan elemen-elemen linier yang membentuk segitiga atau kombinasi segitiga, sehingga menjadi bentuk rangka yang tidak dapat berubah bentuk apabila diberi beban eksternal tanpa adanya perubahan bentuk pada satu atau lebih batangnya ( Schodek, 1997 ).

Rangka batang baja adalah sebuah struktur baja yang terdiri dari batang-batang tersendiri yang saling dihubungkan sehingga membentuk sederet segitiga. Batang-batangnya hanya mengalami tarikan lurus atau tekanan lurus saja dan tidak mengalami tekukan karena ujung yang bersendi dan tidak ada beban yang diterima kecuali disambungan-sambungan itu sendiri ( Chu-Kia Wang, 1986 ).

Pembebanan kekuatan batang tekan sampai saat ini menganggap bahwa kedua ujung batang tekan adalah sendi atau tidak mengekang momen, pada keadaan sesungguhnya pengekangan momen diujung selalu ada ( Salmon dan Johnson, 1991 ).

Ebel Gerensi dan Eko Suyatno ( 2000 ), dalam penelitiannya menyimpulkan bahwa kekuatan rangka baja yang menggunakan sambungan baut maupun yang menggunakan sambungan las memiliki kekuatan yang relatif sama.

Kerangka kaku adalah sebuah struktur rangka dimana batang-batang komponen bertemu pada simpul-simpul yang kaku, seperti yang dilambangkan

oleh simpul-simpul yang dilas pada baja struktural atau simpul-simpul yang dicor secara monolit pada beton bertulang ( Chu-Kia Wang, 1985 ).

Kekakuan dari sebuah batang yang dibebani secara aksial didefinisikan sebagai gaya yang dibutuhkan untuk menghasilkan suatu lendutan satuan ( Gere dan Timoshenko, 1987 ).

Kekakuan struktur rangka antara lain dipengaruhi oleh banyak dan lokasi titik hubung sendi dan jepit ( Schodek, 1997 ).

Pada gelagar rangka, yang telah ditentukan statis kedalam, timbul didalam batang hanya gaya tarik atau gaya tekan, keadaan dimana gaya-gaya luar hanya bekerja pada titik simpul joint ( Soemargono, 1990 ).

Rangka induk jembatan mempunyai beraneka macam bentuk dan statika konstruksinya. Rangka induk merupakan pemikul utama keseluruhan beban jembatan yaitu beban tetap dan beban bergerak. Batang-batang utama rangka induk dibuat sedemikian rupa sehingga didapatkan sebuah sistem rangka batang yang stabil dan cukup kaku ( Pasaribu, 1991 ).

Kegagalan pada balok dapat berbentuk tekuk lokal flens, tekuk lokal badan balok, tekuk puntir lateral ( Salmon dan Johnson, 1996 ).

## BAB III

### LANDASAN TEORI

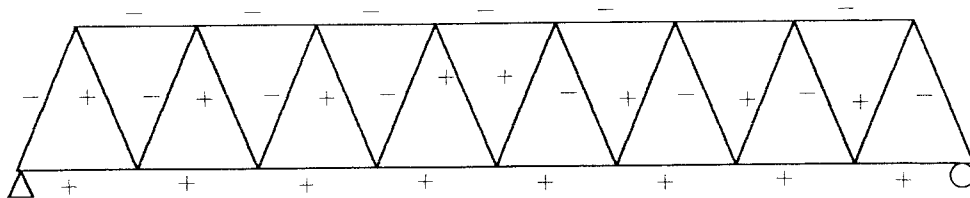
#### 3.1. Umum

Struktur rangka merupakan gabungan elemen-elemen yang membentuk segitiga yang dihubungkan melalui titik simpul.

Terdapat beberapa jenis struktur rangka jembatan yang masing-masing mempunyai penempatan batang yang berbeda-beda. Di Indonesia jenis yang banyak digunakan adalah rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton, seperti diuraikan berikut ini.

##### a. Rangka Single Warren

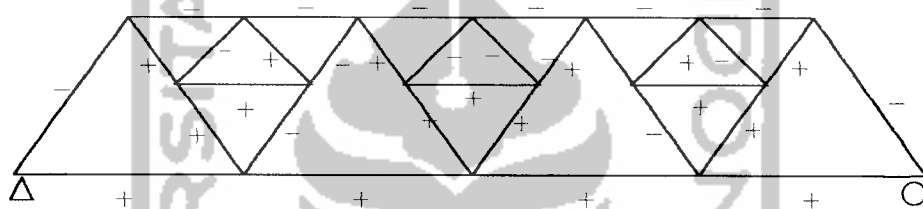
Batang atas merupakan batang tekan, batang bawah merupakan batang tarik, batang diagonal sebagian batang tekan dan sebagian batang tarik. Seperti ditunjukkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1. Gaya-gaya batang rangka Single Warren

b. Rangka Callender Hamilton

Pada rangka Callender Hamilton terdapat batang sekunder yang berfungsi untuk memperpendek panjang tekuk batang tekan. Batang atas merupakan batang tekan, batang bawah merupakan batang tarik, batang diagonal dan batang sekunder sebagian merupakan batang tekan dan sebagian merupakan batang tarik. Seperti ditunjukkan pada Gambar 3.2 berikut ini.

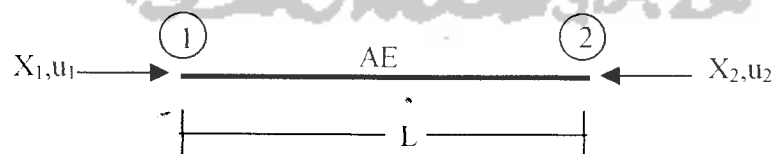


Gambar 3.2. Gaya-gaya batang rangka Callender Hamilton

### 3.2. Analisis Struktur

#### 3.2.1. Deformasi Pada Rangka Batang Bidang ( Truss element )

a. Persamaan dasar



Gambar 3.3 Deformasi pada rangka batang ( Truss )

Arah gaya deformasi yang tampak pada Gambar 3.3 adalah arah positif, maka :

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

$$\{X\} = [k]\{u\} \quad (3.2)$$

$$[k] = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

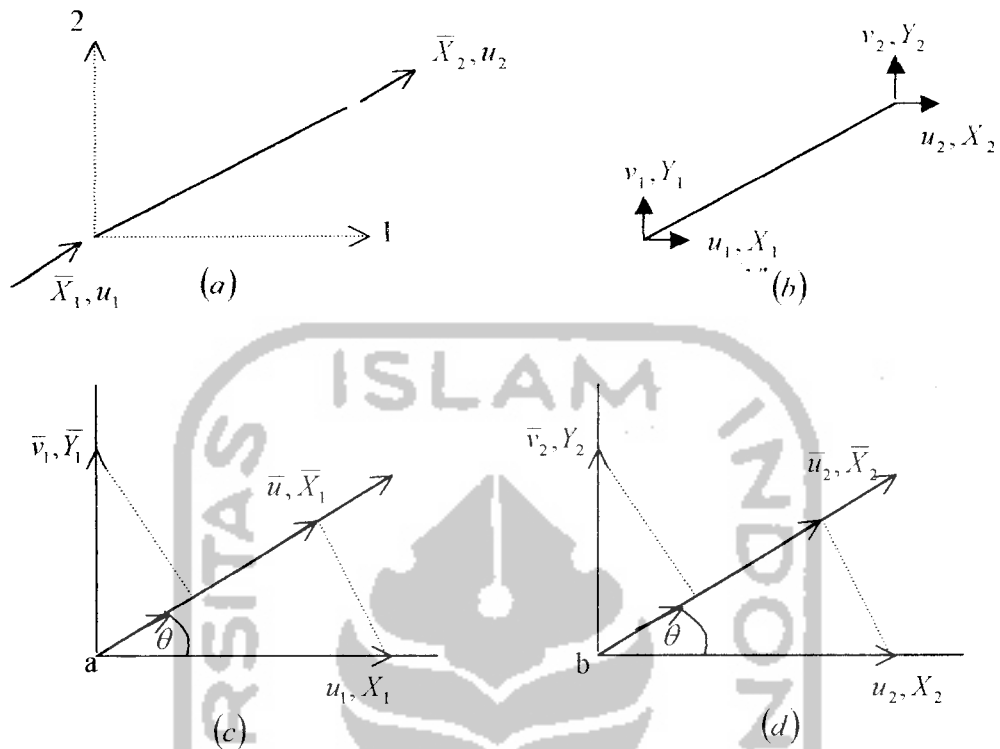
dengan :  $\{X\}$  = vektor gaya,  $[k]$  = matrik kekakuan pada sistem koordinat lokal, dan  $\{u\}$  = vektor deformasi.

Pada rangka batang bidang kedudukan batang-batangya adalah sembarang, sehingga untuk menganalisis konstruksi ini diperlukan transformasi koordinat.

#### b. Matrik transformasi

Garis putus-putus pada Gambar 3.4 menunjukkan sistem koordinat global ( sistem koordinat struktur ). Pada umumnya sumbu 1 (sumbu x) diambil horizontal dan sumbu 2 (sumbu y) diambil vertikal. Sedang sistem koordinat lokal digambarkan dengan garis penuh, sumbu 1 (sumbu x) diambil horizontal sumbu batang dan sumbu 2 (sumbu y) diambil tegak lurus sumbu batang.





Gambar 3.4. (a) kondisi local, (b) kondisi global, (c) transformasi ujung a, (d) transformasi ujung b

Dari Gambar 3.4.c akan diperoleh persamaan sebagai berikut:

$$\bar{u}_1 = u_1 \cos \phi + v_1 \sin \phi \quad (3.4)$$

dalam bentuk matrik

$$\bar{u}_1 = \begin{bmatrix} \cos \phi & \sin \phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Dari Gambar 3.4.c analog dengan persamaan 3.5. dapat diperoleh

$$\bar{u}_2 = \begin{bmatrix} \cos \phi & \sin \phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_3 \\ v_4 \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

dengan :  $\bar{u}_1$  = deformasi lokal ujung a

$\bar{u}_2$  = deformasi lokal ujung b

$u_1, v_1$  = deformasi global ujung a

$u_2, v_2$  = deformasi global ujung b

Untuk memudahkan dalam penjelasan lebih lanjut ujung-ujung batang disebut dengan ujung a dan b seperti nampak pada gambar 3.4.a dengan demikian persamaan 3.5 dan 3.6 dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\bar{u}_a = \lambda \quad u_a = \mu \quad (3.7)$$

$$\bar{u}_b = \lambda \quad u_b = \mu \quad (3.8)$$

dengan:  $\lambda = \cos \phi$ ,  $\mu = \sin \phi$

jika diambil  $T = [\lambda, \mu]$  maka persamaan 3.7 dan 3.8 dapat dituliskan :

$$\begin{Bmatrix} \bar{u}_a \\ \bar{u}_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

dengan :  $T$  = matrik transformasi

Untuk menyederhanakan penulisan dan penjabaran lebih lanjut Persamaan (3.9) dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\{\bar{u}\} = [A]\{u\} \quad (3.10)$$

Analog dari Persamaan ( 3.9), akan dapat disusun persamaan berikut :

$$\begin{Bmatrix} \bar{X}_a \\ \bar{X}_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_a \\ X_b \end{Bmatrix} \quad (3.11)$$

Dari Persamaan (3.9) dan Persamaan ( 3.11) dapat diperoleh :

$$\begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T^T & 0 \\ 0 & T^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u}_a \\ \bar{u}_b \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

atau :

$$\{u\} = [A]^T \{\bar{u}\} \quad (3.13)$$

dan

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ X_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T^T & 0 \\ 0 & T^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{X}_a \\ \bar{X}_b \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

atau :

$$\{X\} = [A]^T \{\bar{X}\} \quad (3.15)$$

Dari Persamaan ( 3.2 ) dan ( 3.15 ) akan diperoleh :

$$\{X\} = A^T k \bar{u} \quad (3.16)$$

Dari Persamaan (3.1) dan Persamaan (3.13), dapat diperoleh :

$$X = \Lambda^T k \Lambda u \quad (3.17)$$

Untuk tiap-tiap batang berlaku rumus  $\bar{X} = k \bar{u}$ , maka pada system struktur juga berlaku rumus :

$$X = k \cdot u \quad (3.18)$$

Dari Persamaan (3.17) dan Persamaan (3.18) dapat diperoleh :

$$k = \Lambda^T k \Lambda \quad (3.19)$$

sehingga

$$K = \begin{bmatrix} T^T & 0 \\ 0 & T^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

$$\begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T^T k_{aa} T & T^T k_{ab} T \\ T^T k_{ba} T & T^T k_{bb} T \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Dengan :  $K_{aa} = T^T k_{aa} T$  ;  $K_{ab} = T^T k_{ab} T$  ;  $K_{ba} = T^T k_{ba} T$  ; dan  $K_{bb} = T^T k_{bb} T$

$$T^T k_{aa} T = \left\{ \begin{matrix} \lambda \\ \mu \end{matrix} \right\} \frac{AE}{L} [1] \quad \left[ \begin{matrix} \lambda & \mu \end{matrix} \right] = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda\mu \\ \lambda\mu & \mu^2 \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

dengan cara yang sama akan didapat  $K_{aa}$ ,  $K_{ab}$ ,  $K_{ba}$ ,  $K_{bb}$  sehingga didapat kekakuan pada sistem koordinat global :

$$[K] = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda\mu & -\lambda^2 & -\lambda\mu \\ \lambda\mu & \mu^2 & -\lambda\mu & -\mu^2 \\ -\lambda^2 & -\lambda\mu & \mu^2 & \lambda\mu \\ -\lambda\mu & -\mu^2 & \lambda\mu & \mu \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

dengan :  $[K]$  = matrik kekakuan pada sistem koordinat global.

Dari penjelasan Analisis Struktur diatas dapat disimpulkan bahwa kekakuan elemen *Truss* dipengaruhi oleh panjang dari elemen tersebut. Semakin panjang elemen, kekakuannya semakin kecil.

### 3.3. Batang tarik

Batang tarik adalah batang yang mengalami tegangan tarik aksial akibat beban yang bekerja pada ujung-ujung batang. Desain batang tarik merupakan salah satu masalah teknik struktur yang paling sederhana dibandingkan desain struktur yang lain. Karena stabilitas bukan merupakan hal utama, perencanaan batang tarik pada hakekatnya menentukan luas penampang lintang batang yang cukup untuk menahan beban yang bekerja ( Salmon dan Johnson, 1990 ).

Secara umum kekuatan batas batang tarik ditunjukkan dengan Persamaan (3.24) dan ( 3.25 ) berikut ini.

$$T_u = A_e \cdot F_u \quad (3.24)$$

$$T_u = A_g \cdot F_y \quad (3.25)$$

dengan :  $T_u$  = beban tarik,  $A_e$  = luas efektif netto ,  $A_g$  = luas bruto,  $F_u$  = kekuatan tarik minimum, dan  $F_y$  = kuat leleh yang dispesifikasikan untuk baja tersebut.

Batang tarik yang terlalu panjang bisa melendut secara berlebihan akibat berat sendiri, untuk mencegah hal tersebut panjang batang perlu dibatasi. Kriteria penentuan panjang batang ini didasarkan pada angka kelangsingan batang ( $kl/r$ ) dengan  $l$  adalah panjang batang dan  $r$  adalah jari-jari girasi. Menurut AASHTO besar angka kelangsingan yang berlaku untuk batang tarik adalah  $kl/r \leq 200$ .

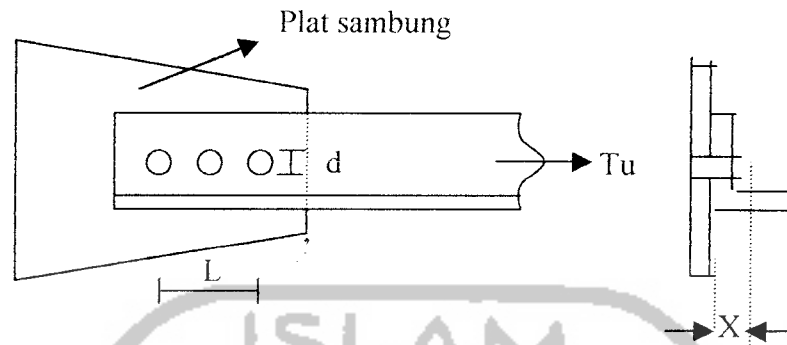
### 3.3.1. Luas efektif netto

Pada batang tarik dimana tidak semua penampang melintangnya dihubungkan dengan batang penumpunya sehingga beban runtuhnya akan lebih kecil. Fenomena seperti ini disebut *shear lag*. Profil siku yang dihubungkan dengan satu kaki seperti ditunjukkan pada Gambar 3.4, hal ini mengakibatkan terjadinya pemusatan tegangan disepanjang kaki itu, pada kaki lainnya tidak ada tegangan ( atau mungkin kecil sekali ). Sehingga tegangan yang terjadi harus direduksi ( Spiegel dan Limbrunner, 1991 ).

Luas efektif netto menurut LRFD dihitung dengan rumus :

$$A_e = U \cdot A_n \quad (3.26)$$

dengan :  $U$  = koefisien reduksi,  $A_n$  = luas netto



Gambar 3.5 luas efektif sambungan baut

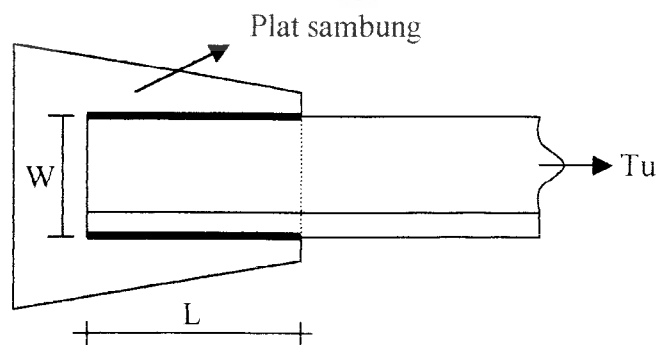
Persamaan (3.26) berlaku untuk jenis penyambung yang memiliki lubang, yaitu sambungan baut dan paku keling. Nilai koefisien reduksi dihitung dengan rumus :

$$U = 1 - \frac{(X - L)}{d} \quad (3.27)$$

dengan :  $x$  = jarak pusat berat profil ke tepi plat sambung,  $l$  = jarak baut

Untuk sambungan las luas bersihnya sama dengan luas bruto karena tidak mempunyai lubang, sehingga luas efektif netto untuk sambungan las dapat dihitung dengan rumus :

$$A_e = U \cdot A_g \quad (3.28)$$



Gambar 3.6 luas efektif sambungan las

Koefisien reduksi diambil dengan ketentuan :

$$L > 2W \quad U = 1$$

$$2W > L > 1,5W \quad U = 0,87$$

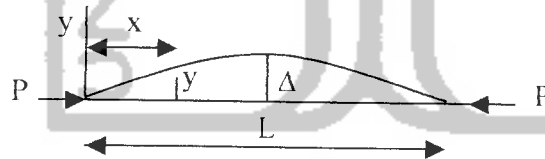
$$1,5W > L > W \quad U = 0,75$$

dengan :  $l$  = panjang las,  $w$  = lebar plat

### 3.4. Batang tekan

Batang tekan merupakan batang-batang lurus yang mengalami tekanan akibat kerja gaya-gaya aksial. Analisis kuat batang tekan pertama kali dikemukakan oleh Euler ( 1757 ), yang diuraikan sebagai berikut.

Akibat beban (  $P$  ) pada pelenturan (  $y$  ), pada penampang tersebut bekerja momen lentur. Seperti terlihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7. Batang lurus dibebani gaya tekan aksial

$$M = -P.y \quad (3.29)$$

karena  $M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$ , maka Persamaan (3.29) menjadi :

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -P.y \quad (3.30)$$

dengan  $E$  = modulus elastis,  $P$  = gaya aksial,  $I$  = inersia, dan  $y$  = pelenturan

Penyelesaian Persamaan (3.30) menghasilkan beban kritis ( $P_{kr}$ ) sebagai berikut :

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \quad (3.31)$$

Persamaan (3.31) menunjukkan beban kritis menurut Euler, jika masing-masing ruas dibagi dengan luas penampang ( $A$ ), akan memperoleh tegangan kritis ( $\sigma_{kr}$ ).

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 E I}{A L^2} \quad (3.32)$$

karena  $\frac{A}{I} = 1/i^2$ , dan panjang ( $L$ ) diganti dengan panjang tekuk ( $Lk$ ) maka

Persamaan (3.31) dapat dinyatakan dengan Persamaan (3.32).

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 E}{\left[ \frac{Lk}{i} \right]^2} \quad (3.33)$$

dengan  $\left[ \frac{Lk}{i} \right]$  adalah kelangsingan ( $\lambda$ )

Tampak disini bahwa kuat tekan kolom dipengaruhi oleh kelangsingannya, semakin langsing kolom, kuat tekannya semakin kecil.

Kelangsingan batang merupakan rasio antara panjang tekuk ( $kl$ ) dengan jari-jari girasi ( $r$ ). Kuat tekan suatu batang akan menurun seiring dengan makin



besarnya nilai kelangsingan batang tersebut. Menurut AASHTO besarnya angka kelangsingan yang berlaku untuk batang tekan adalah  $kl / r \leq 120$ .

### 3.5. Batas Lebar / Tebal untuk Mencapai Tegangan Leleh tanpa Tekuk

#### Lokal Pelat

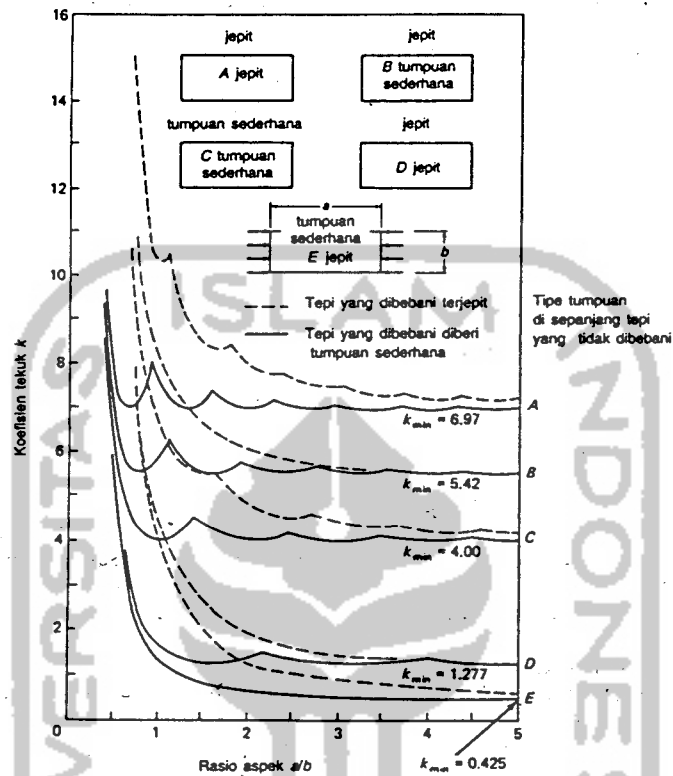
Kegagalan akibat tekuk setempat dapat terjadi apabila rasio lebar / tebal dari elemen suatu kolom terlalu tinggi. Untuk menghindari terjadinya tekuk setempat maka rasio lebar / tebal harus memenuhi batasan.

Menurut Salmon dan Johnson (1992), tegangan tekuk elastis teoritik atau tegangan kritik pelat yang tertekan dapat dinyatakan sebagai :

$$F'_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (b/t)^2} \quad (3.34)$$

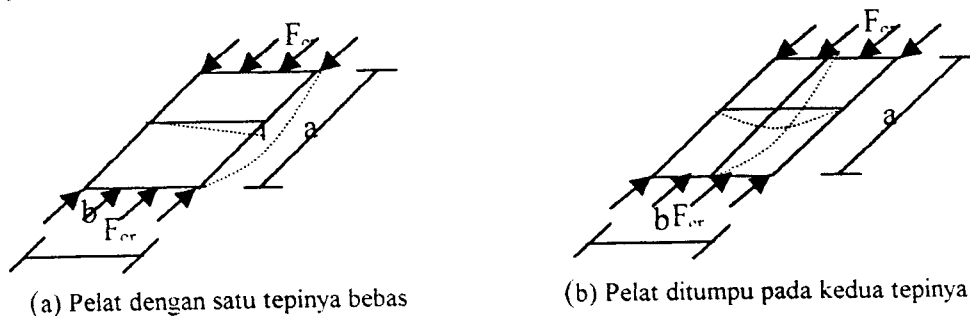
dengan : b = lebar pelat ; t = tebal pelat ;  $\mu = 0,3$  ( angka poisson untuk baja ); k = koefisien tekuk pelat ; E = modulus elastisitas baja ;  $F_y$  = tegangan leleh baja.

Koefisien tekuk pelat ( k ) merupakan sebuah konstanta yang tergantung pada tipe tegangan, kondisi tumpuan tepi, dan rasio panjang terhadap lebar ( a/ b ) dari pelat yang bersangkutan. Selanjutnya harga koefisien tekuk pelat dapat ditunjukkan pada Gambar 3.8.



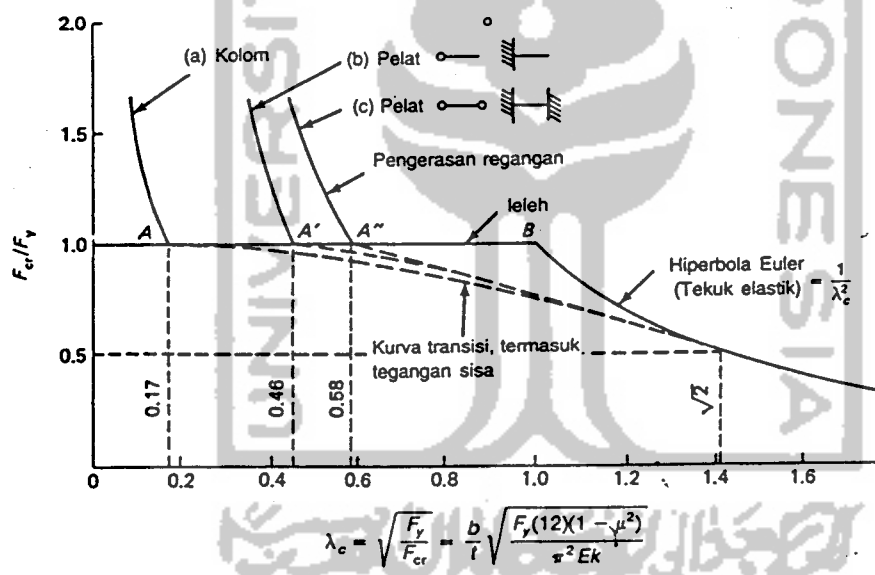
Gambar 3.8. Koefisien tekuk elastik untuk tekan pada pelat segiempat ( *Salmon dan Johnson, 1992* ).

Elemen tekan pelat dapat dibagi menjadi dua kategori, yaitu elemen yang diberi tumpuan disepanjang kedua tepi yang sejajar dengan arah tegangan tekan dan elemen yang diberi tumpuan pada salah satu tepi dan bebas ditepi lainnya yang searah tegangan tekan, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9. Defleksi tekuk pelat yang ditekan secara merata

Kekuatan pelat yang menerima tekanan tepi terdiri dari jumlah dua komponen, yaitu tegangan tekuk elastik atau tak-elastik dan kekuatan pasca tekuk. Kekuatan pasca tekuk akan menjadi lebih tinggi pada saat rasio lebar/tebal bertambah besar. Untuk harga  $b/t$  yang rendah, bukan hanya kekuatan pasca tekuk yang akan hilang, melainkan keseluruhan pelat pun mungkin telah meleleh dan mencapai kondisi pengerasan tegangan (*strain hardening*), seperti ditunjukkan pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10. Perbandingan tekuk pelat dengan tekuk kolom  
( Salmon dan Johnson , 1992 )

Dari grafik untuk tekuk elastik ( hiperbola Euler ) pada Gambar 3.10. didapat persamaan kerampingan kolom :

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (3.35)$$

Bila  $F_{cr} / F_y$  didefinisikan sebagai  $1 / \lambda_c^2$ , sehingga Persamaan (3.35) untuk pelat menjadi :

$$\lambda_c = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y (12) (1 - \mu^2)}{\pi^2 E k}} \quad (3.36)$$

atau

$$\frac{b}{t} = \sqrt{\frac{\lambda_c^2 \pi^2 E}{F_y (12) (1 - \mu^2)}} k \quad (3.37)$$

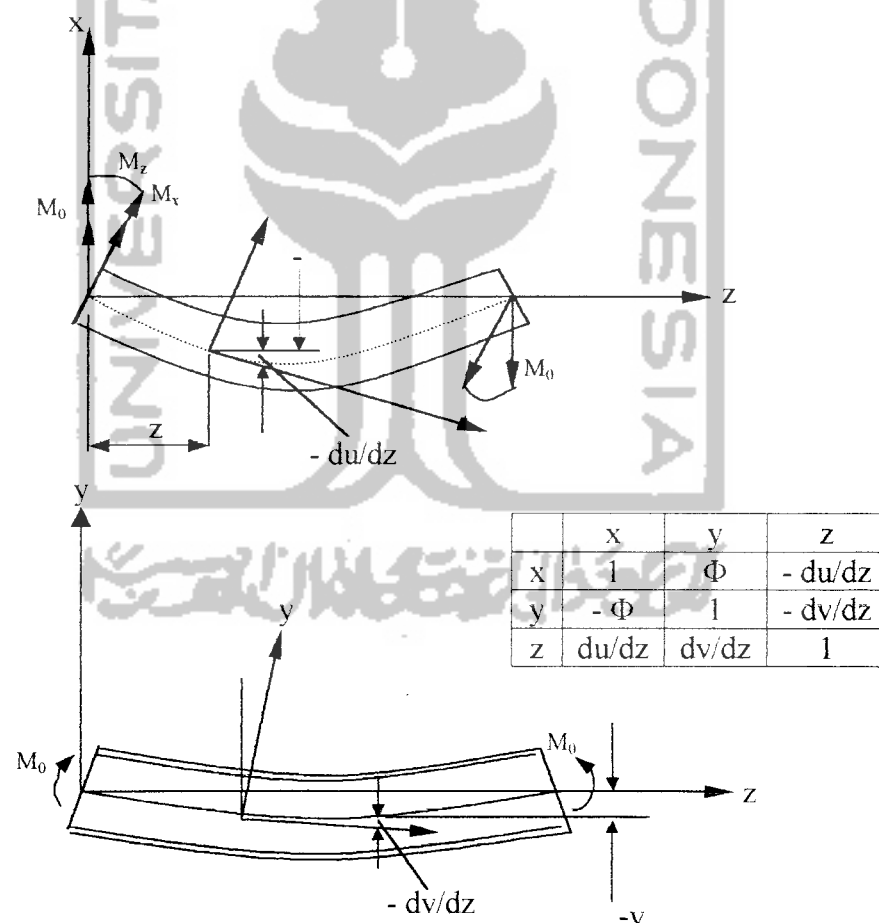
Pada Gambar 3.10 didapatkan harga  $\lambda_c = 0,46$  untuk pelat ditumpu pada salah satu sisinya dan bebas untuk sisi yang lain ( elemen tanpa pengaku ). Dengan memasukkan harga  $\lambda_c = 0,46$ ;  $k = 0,76$  ( dari Gambar 3. untuk pelat dengan tepi yang dibebani terjepit );  $\mu = 0,3$  untuk baja dan  $E = 2.10^5$  Mpa kedalam Persamaan (3.36) atau (3.37) didapatkan batasan lebar/tebal LRFD untuk elemen tekan tanpa pengaku seperti ditunjukkan pada Persamaan (3.38).

$$\frac{b}{t} = \frac{171}{\sqrt{F_y, Mpa}} \quad (3.38)$$

### 3.6. Tekuk Puntir

Tekuk puntir terjadi akibat beban aksial yang bekerja pada bidang profil yang tidak melalui pusat geser atau terjadinya momen dalam pembebanan ( Salmon dan Johnson, 1996 ).

Karena desain struktur menuntut pemahaman atas stabilitas secara menyeluruh, panjang tak berpenopang lateral yang panjang akan menunjukkan kekuatan momen  $M_{cr}$  yang dikontrol tekuk puntir lateral elastis. Dengan mengacu pada Gambar 3.11, yang memperlihatkan balok I dalam keadaan posisi tertekuk, Momen  $M_0$  bekerja pada bidang  $yz$  akan meningkatkan komponen momen  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ . Batang mengalami lentur pada bidang  $X^1 z^1$  dan  $Y^1 z^1$  dan lengkungan torsi pada sumbu  $X^1$  (akibat  $M^1 z$ ).



3.11. Tekuk puntir lateral balok

Dengan asumsi deformasi kecil, lenturan pada bidang  $Y^1Z^1$  ( dengan memperhitungkan kosinus arahnya adalah satu antara sumbu-sumbu  $Y^1$  dan  $Y$ , dan  $z^1$  dan  $z$  ) dapat ditulis:

$$I_x \frac{d^2 y}{dz^2} = M' x = M_0 \quad (3.39)$$

di mana  $v$  = perpindahan lokasi titik berat arah  $Y$

jadi lenturan pada bidang  $x^1z^1$ :

$$EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} = M_{y^1} = M_0 \phi \quad (3.40)$$

Dari persamaan momen torsi total diketahui :

$$M_z = GJ \frac{d\phi}{dz} - EC_w \frac{d^3 \phi}{dz^3} \quad (3.41)$$

Komponen torsi dari  $M_0$  saat batang tertekuk sebanding dengan kemiringan batang pada bidang  $XZ$  :

$$M'_z = -\frac{du}{dx} M_0 \quad (3.42)$$

dari Persamaan 3.41 dan 3.42 diperoleh :

$$-\frac{du}{dz} M_0 = GJ \frac{d\phi}{dz} - EC_w \frac{d^3 \phi}{dz^3} \quad (3.43)$$

$$-\frac{d^2 u}{dz^2} M_0 = GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} - EC_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} \quad (3.44)$$

dari Persamaan 3.40 disubsitusikan kedalam Persamaan 3.44 memberikan:

$$EC_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} - GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \frac{M_0^2}{EI_y} \phi = 0 \quad (3.45)$$

Persamaan 3.45 dibagi dengan  $EC_w$ , dan misalkan:

$$2\alpha = \frac{GJ}{EC_w} \text{ dan } \beta = \frac{Mo^2}{E^2 C_w I_y}$$

maka Persamaan 3.45 menjadi:

$$\frac{d^4 \phi}{dz^4} - 2\alpha \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \beta \phi = 0 \quad (3.46)$$

misalkan

$$\phi = Ae^{nz}$$

$$\frac{d\phi}{dz} = mAe^{nz}$$

$$\frac{d^2 \phi}{dz^2} = m^2 Ae^{nz}$$

$$\frac{d^4 \phi}{dz^4} = m^4 Ae^{nz}$$

$$\rightarrow Am^4 - 2Am^2 - A = 0$$

$$\text{Diperoleh : } m = \pm \sqrt{\alpha \pm \sqrt{\beta + \alpha^2}} \quad (3.47)$$

Misalkan :

$$n^2 = \alpha + \sqrt{\beta + \alpha^2} \quad \left. \vphantom{n^2} \right\} \quad (3.48)$$

$$q^2 = -\alpha + \sqrt{\beta + \alpha^2}$$

$$\phi = A_1 e^{nz} + A_2 e^{-nz} + A_3 e^{iqz} + A_4 e^{-iqz} \quad (3.49)$$

$$e^{iqz} = \cos qz + i \sin qz \quad (3.50)$$

$$e^{-iqz} = \cos qz - i \sin qz \quad (3.51)$$

$$\phi = A_1 e^{nz} + A_2 e^{-nz} + A_3 \cos qz + A_4 \sin qz \quad (3.52)$$

Konstanta  $A_1$  dan  $A_4$  ditentukan oleh kondisi tumpuan ujung. Untuk kasus tumpuan sederhana puntir, yakni ujung-ujung balok mungkin tidak terpinil tetapi bebas melengkung lateral (*warping*), kondisi-kondisinya adalah:

$$\phi = 0 \quad \frac{d^2\phi}{dz^2} = 0 \quad \text{pada } z=0 \text{ dan } z=L$$

Untuk  $\phi = 0$  dan  $z=0$  Persamaan 3.52 memberikan:

$$\phi = A_1(e^{nz} - e^{-nz}) + A_4 \sin qz \quad (3.53)$$

atau dapat ditulis sebagai:

$$\phi = 2A_1 \sinh nz + A_4 \sin qz \quad (3.54)$$

Pada  $z=L$ ,  $\phi = 0$

$$\phi = A_4 \sin qL = 0 \quad (3.55)$$

$$q = \frac{N\pi}{L} \quad (3.56)$$

Untuk tekuk dasar  $N=1$

$$q = \sqrt{-\alpha + \sqrt{\beta + \alpha^2}} = \frac{\pi}{L} \quad (3.57)$$

$$-\frac{GJ}{2EC_w} + \sqrt{\frac{Mo^2}{E^2C_wI_y} + \left(\frac{GJ}{2EC_w}\right)^2} = \frac{\pi^2}{L^2} \quad (3.58)$$

Untuk  $Mo = M_{cr}$  memberikan:

$$M_{cr}^2 = E^2C_wI_y \left[ \left( \frac{\pi^2}{L^2} + \frac{GJ}{2EC_w} \right)^2 - \left( \frac{GJ}{2EC_w} \right)^2 \right] \quad (3.59)$$

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^4 E^2 C_w I_y}{L^4} + \frac{\pi^2 E I_y G J}{L^2}} \quad (3.60)$$



Pemfaktoran  $\pi/L$  dari dalam tanda akar memberikan kekuatan tekuk puntir lateral elastis sebagai berikut:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{\left(\frac{\pi E I_y}{L}\right)^2 C_w + EI_y GJ} \quad (3.61)$$

dimana :  $M_{cr}$  = kekuatan tekuk puntir lateral;  $L$  = panjang tak berpenopang;  $E$  = modulus elastisitas;  $C_w$  = konstanta warping puntir;  $J$  = konstanta puntir;  $I_y$  = momen inertiya terhadap sumbu  $y$ .

Untuk momen  $M_{cr}$  dalam rentang tak-elastis, suku yang melibatkan rigiditas puntir  $GJ$  dapat diabaikan, karena pada umumnya tumpuan lateral akan diberikan pada lokasi-lokasi di mana momen plastis diharapkan terjadi. Maka Persamaan (3.61) dengan mengabaikan suku kedua, akan menjadi:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y} \quad (3.62)$$

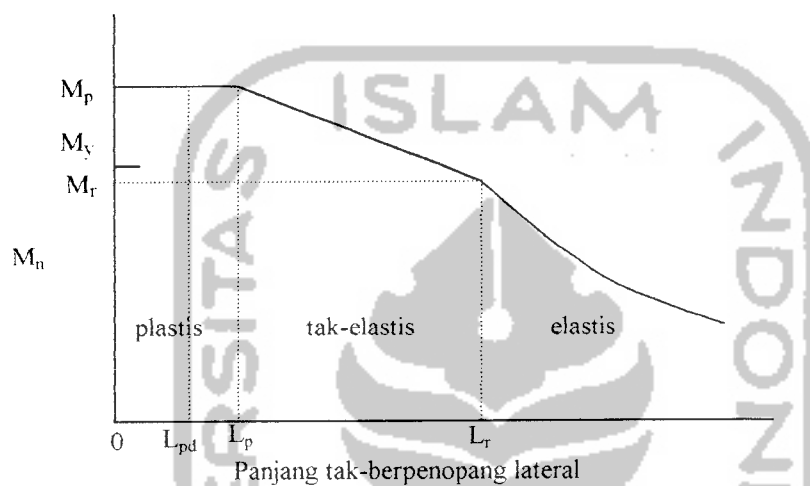
Karena  $M_{cr}$  harus mencapai  $M_p$ , substitusikan  $M_p = Z_x F_y$  untuk  $M_{cr}$ . Perhitungan dengan menggunakan profil-I, maka  $C_w = I_y h^2/4$ ,  $I_y = A r^2$ , dan  $L$  = untuk panjang yang tidak berpenopang.

### 3.6.1. Persyaratan Topangan Lateral tanpa Tekuk Puntir - LRFD

Persyaratan kekuatan menurut LRFD dapat dinyatakan sebagai :

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (3.63)$$

di mana  $\phi_b$  = faktor reduksi kekuatan untuk lentur = 0,9,  $M_n$  = kekuatan momen nominal,  $M_u$  = momen beban layan terfaktor.



Gambar 3.12. Kekuatan Nominal  $M_n$  dari penampang “kompak” yang dipengaruhi oleh tekuk puntir lateral

Kekuatan tekuk lateral akibat pengaruh panjang tak-berpenopang lateral (Gambar 3.12) terdapat beberapa kasus, sebagai berikut :

1. Momen plastis dicapai ( $M_n = M_p$ ) bersama dengan kapasitas rotasi plastis yang besar.

$$L_{pd} = \frac{24.800 + 15.200 M_1 / M_p}{F_y, Mpa} \quad (3.64)$$

panjang tak berpenopang lateral ( $L$ ) tidak boleh melampaui  $L_{pd}$ , dimana :

$$M_p = F_y Z_x \quad (3.65)$$

$M_1$  = momen pada ujung-ujung segmen yang tidak berpenopang lateral

2. Momen plastis dicapai ( $M_n = M_p$ ) tetapi dengan kapasitas rotasi yang relatif kecil.

$$L_p = \frac{131}{\sqrt{F_y M_p u}} r_y \quad (3.66)$$

dimana :  $r_y$  = jari-jari girasi terhadap sumbu y

panjang tak berpenopang ( $L$ ) tidak boleh melampaui  $L_p$ .

3. Tekuk puntir lateral yang terjadi dalam daerah tak-elastis ( $M_p > M_n \geq M_r$ )

Kekuatan momen elastis maksimum ( $M_r$ ) apat dihitung dengan rumus :

$$M_r = (F_y - F_r) S_x \quad (3.67)$$

dimana :  $F_y$  = tegangan leleh minimum ;  $F_r$  = sisa tekan dalam flens = 10 Ksi  
 untuk penampang giling ;  $S_x$  = modulus elastis =  $I_x / (d/2)$  ;  $I_x$  = momen inertiya terhadap sunbu x ; d = tinggi keseluruhan penampang.

Panjang tak berpenopang ( $L_r$ ) diperoleh dengan menyamakan kekuatan momen elastis maksimum  $M_r$  dengan kekuatan tekuk puntir lateral elastis  $M_{cr}$  (Persamaan 3.61), sehingga didapat harga  $L_r$  seperti ditunjukkan Persamaan (3.68) sebagai berikut :

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} \quad (3.68)$$

dimana :

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} \quad (3.69)$$

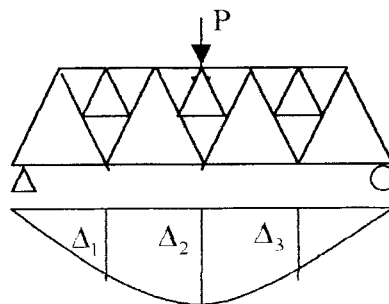
$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G.J} \right)^2 \quad (3.70)$$

### 3.7. Hubungan Beban dan Lendutan

Kekakuan suatu struktur (k) menurut Gere dan Timoshenko (1987) didefinisikan sebagai rasio beban dan lendutan, yang dinyatakan dengan :

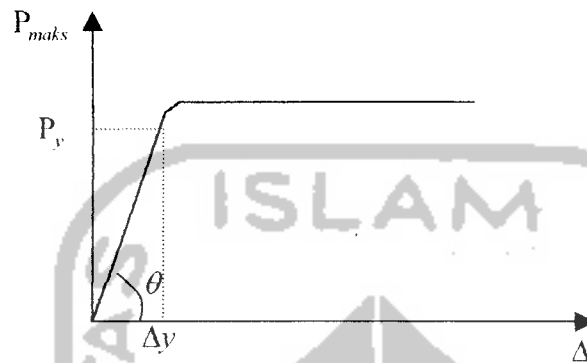
$$k = P / \Delta \quad (3.71)$$

Tampak bahwa kekakuan berbanding terbalik dengan lendutan. Apabila suatu struktur diberi beban aksial ( P ), maka akan diketahui lendutan (  $\Delta$  ) yang terjadi, sehingga kekakuan ( k ) dapat dicari.



Gambar 3.13. Rangka jembatan yang diberi beban aksial (P)  
Akan terjadi lendutan (  $\Delta$  )

Hubungan beban dan lendutan untuk berbagai macam struktur ditunjukkan oleh Gambar 3.14.

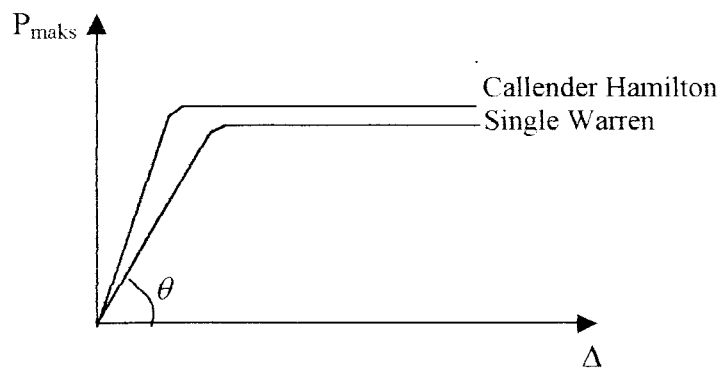


Gambar 3.14. Grafik hubungan beban (P) dan lendutan (Δ)

Pada Gambar 3.14. terlihat bahwa kekakuan struktur nampak linier sampai pada beban batas (P<sub>y</sub>). Selanjutnya struktur hanya mampu menahan beban konstan sedangkan lendutan yang terjadi terus bertambah sampai struktur tersebut hancur.

Dari grafik beban dan lendutan akan membentuk sudut sebesar θ, dimana :

$$\text{tg } \theta = P / \Delta \quad (3.72)$$



Gambar 3.15 Grafik hubungan beban dan lendutan Rangka Single Warren dan Callender Hamilton

Untuk membandingkan kekakuan struktur dapat dilihat dari besarnya  $\theta$ , seperti terlihat pada Gambar 3.15, bahwa pada struktur rangka Callender Hamilton mempunyai kekakuan yang lebih besar di bandingkan dengan struktur Single Warren.

### 3.8. Hubungan Momen Dan Kelengkungan

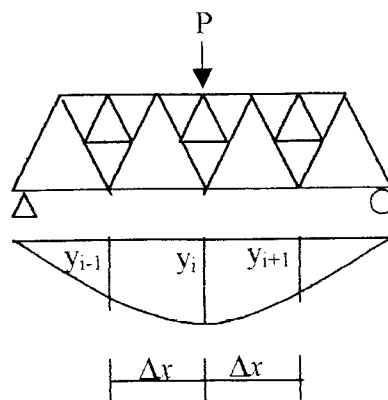
Kelengkungan adalah angka yang menunjukkan berubahnya arah suatu garis lengkung. Kelengkungan berbanding terbalik dengan jari-jari kelengkungan ( Gere dan Timoshenko, 1987 )

Kelengkungan dapat dicari dengan rumus :

$$\Phi = 1/\rho = \frac{\frac{dy}{dx}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \quad (3.73)$$

dengan :  $\Phi$  = kelengkungan,  $\rho$  = jari-jari kelengkungan

Pemberian beban aksial terpusat (P) pada struktur rangka jembatan akan di dapatkan perpindahan yang diukur pada tiga titik yang berurutan seperti yang terlihat pada Gambar 3.16.



Gambar 3.16. Penurunan yang terjadi akibat beban (P)

Dengan :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta x} \quad (3.74)$$

Karena  $\frac{dy}{dx}$  kecil, maka dengan pendekatan *central difference*  $\frac{dy}{dx}$  didekati dengan

nol.

Sehingga didapat kelengkungan :

$$\Phi = \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (3.75)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{(2\Delta x) \frac{d}{dx} (y_{i+1} - y_{i-1}) - (y_{i+1} - y_{i-1}) \frac{d}{dx} (2\Delta x)}{(2\Delta x)^2} \quad (3.76)$$

karena  $(2\Delta x)$  adalah konstanta maka :

$$\frac{d}{dx} (2\Delta x) = 0 \quad (3.77)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{(2\Delta x) \left( \frac{y_{i+2} - y_i}{(2\Delta x)} - \frac{y_i - y_{i-2}}{(2\Delta x)} \right)}{(2\Delta x)^2} \quad (3.78)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{y_{i+2} - 2y_i + y_{i-2}}{(2\Delta x)^2} \quad (3.79)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2} \quad (3.80)$$

Jadi kelengkungan :

$$\Phi = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2} \quad (3.81)$$

Hubungan antara momen dan kelengkungan dapat ditunjukkan dengan

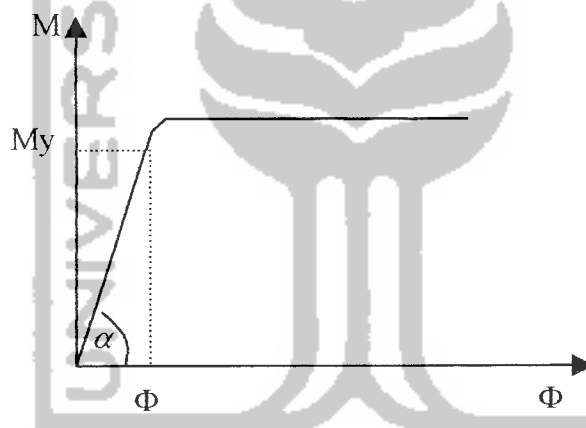
Persamaan (3.82).

$$\Phi = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (3.82)$$

dengan :  $\Phi$  = kelengkungan,  $M$  = momen lenturan, dan  $EI$  = faktor kekakuan.

Tampak bahwa faktor kekakuan berbanding terbalik dengan kelengkungan, sehingga semakin besar kelengkungan semakin kecil kekakuan suatu struktur.

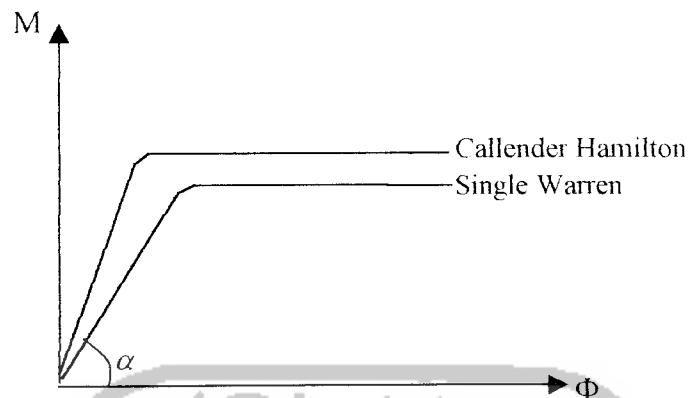
Setelah momen ( $M$ ) dan kelengkungan ( $\Phi$ ) diketahui, maka faktor kekakuan ( $EI$ ) dapat dicari. Grafik hubungan momen dan kelengkungan ditunjukkan pada Gambar 3.16 berikut ini.



Gambar 3.17. Grafik hubungan momen dan kelengkungan

Gambar 3.17. menunjukkan hubungan momen dan kelengkungan. Tampak bahwa pada grafik hubungan momen dan kelengkungan akan membentuk sudut ( $\alpha$ ), dimana  $\text{tg } \alpha = M/\Phi$





Gambar 3.18. Grafik hubungan momen dan kelengkungan Rangka Single Warren dan Callender Hamilton

Untuk membandingkan kekakuan struktur dapat dilihat besarnya  $\alpha$ . Seperti terlihat pada Gambar 3.18, maka struktur rangka Callender Hamilton mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan struktur rangka Single Warren.

### 3.9. Hipotesis

Berdasarkan analisis dari landasan teori, dengan pemberian beban yang sama, struktur rangka Callender Hamilton mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan struktur rangka Single Warren, hal ini disebabkan rangka Callender Hamilton mempunyai panjang elemen batang tekan lebih pendek dan mempunyai joint lebih banyak.

## **BAB IV**

### **METODOLOGI PENELITIAN**

#### **4.1. Metode Penelitian**

Metode penelitian adalah urutan pelaksanaan penelitian dalam rangka mencari jawaban atas permasalahan penelitian yang diajukan dalam penulisan tugas akhir.

#### **4.2. Bahan dan Alat yang digunakan**

Untuk kelancaran penelitian diperlukan beberapa peralatan dan bahan yang akan digunakan sebagai sarana mencapai maksud dan tujuan penelitian. Adapun bahan dan alat yang digunakan adalah sebagai berikut:

##### **4.2.1. Bahan**

a. Baja Profil

Baja profil yang digunakan adalah baja profil 2L 50x50x5, 2L 40x40x4, dan 2L 30x30x3.

b. Baut

Sambungan menggunakan baut hitam dengan diameter  $\frac{1}{2}$  Inchi dan  $\frac{3}{8}$  Inchi.

c. Pelat Sambung

Masing-masing sambungan menggunakan pelat sambung dengan tebal 5 mm

#### 4.2.2. Peralatan Penelitian

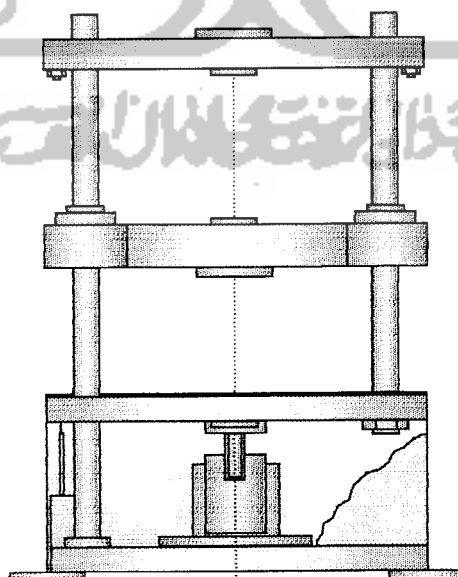
Peralatan-peralatan yang digunakan dalam penelitian ini adalah:

a. Alat Pengukur

Alat ukur yang digunakan untuk mengukur dimensi dinding rangka jembatan benda uji.

b. Mesin Uji Kuat Tarik

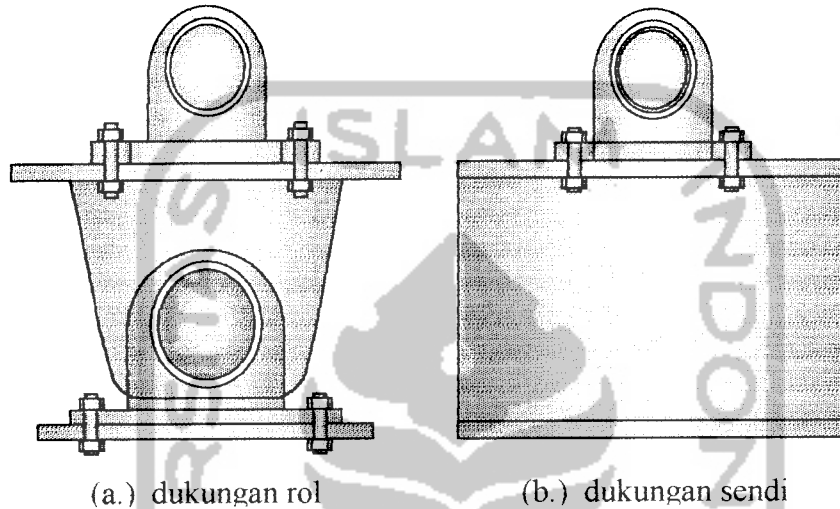
Digunakan untuk mengetahui kuat tarik baja. Pada penelitian ini digunakan UNIVERSAL TESTING MATERIAL (UTM) merk SHIMATSU type UMH 30, kapasitas 30 ton, seperti pada gambar 4.1.



Gambar 4.1. Universal Testing Material Shimatzu UMH30

### c. Dukungan Sendi dan Rol

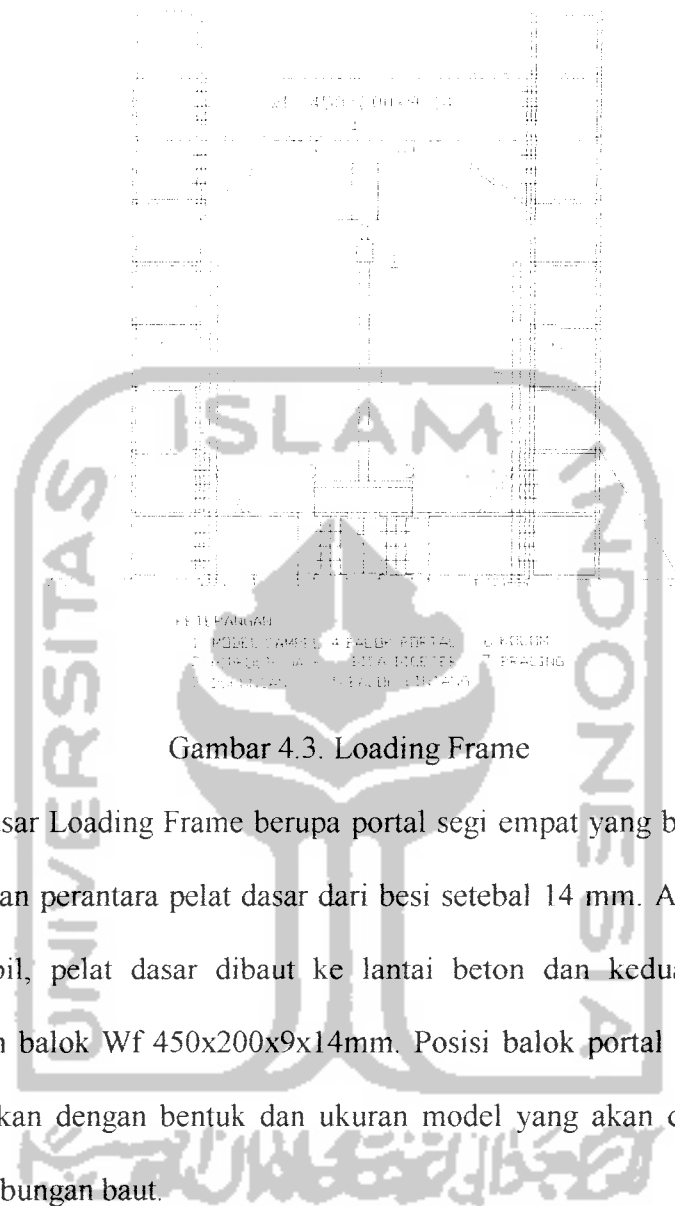
Untuk membuat model rangka jembatan sesuai dengan lapangan, maka pada dukungan dipasang dukungan sendi dan rol, seperti pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2. Dukungan rol dan sendi

### d. Loading Frame

Untuk menempatkan benda uji, pada penelitian ini digunakan Loading frame dari bahan baja profil WF 450x200x9x14. Seperti pada Gambar 4.3.



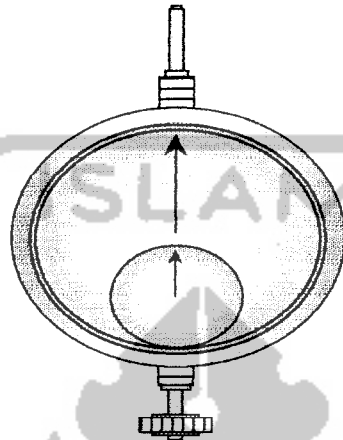
Gambar 4.3. Loading Frame

Bentuk dasar Loading Frame berupa portal segi empat yang berdiri diatas lantai beton dengan perantara pelat dasar dari besi setebal 14 mm. Agar Loading Frame tetap stabil, pelat dasar dibaut ke lantai beton dan kedua kolomnya dihubungkan oleh balok Wf 450x200x9x14mm. Posisi balok portal dapat diatur untuk menyesuaikan dengan bentuk dan ukuran model yang akan diuji dengan cara melepas sambungan baut.

#### e. Dial Gauge

Alat ini digunakan untuk mengukur besar lendutan yang terjadi. Untuk penelitian skala penuh digunakan *dial gauge* dengan kapasitas lendutan maksimum 50 mm dan ketelitian 0,01 mm. Pada pengujian balok kecil dipakai *dial gauge* dengan kapasitas lendutan maksimum 20 mm dan ketelitian 0,01 mm.

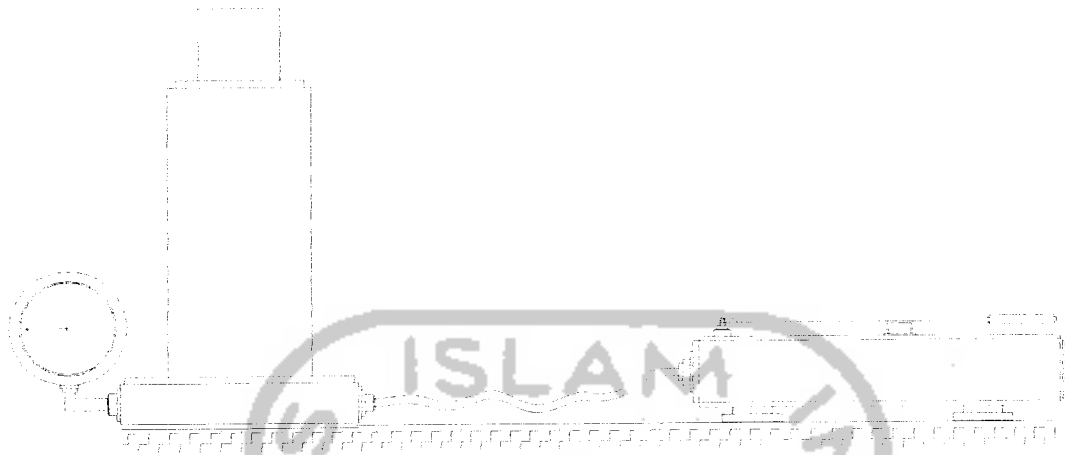
Pada penelitian tugas akhir ini, digunakan *dial gauge* sebanyak 3 buah, seperti ditunjukkan pada Gambar 4.4.



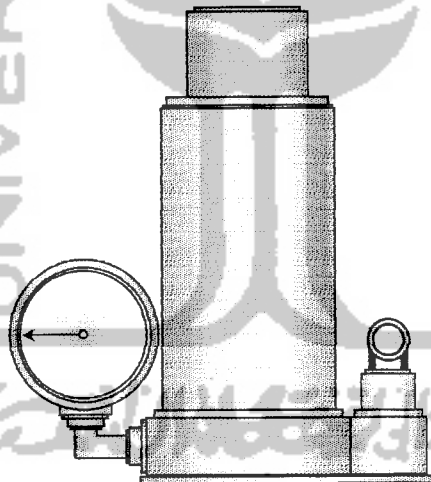
Gambar 4.4 Dial Gauge

#### f. Hidraulic Jack

Alat ini dipakai untuk memberikan pembebanan pada pengujian lentur rangka jembatan skala penuh, Dalam penelitian ini digunakan *hidraulic jack* dengan kapasitas maksimum yang dimiliki adalah 30 ton dan ketelitian pembacaan sebesar 0,25 ton. Bentuk fisik dari *hydraulic jack* dapat dilihat pada Gambar 4.5 dan 4.6.



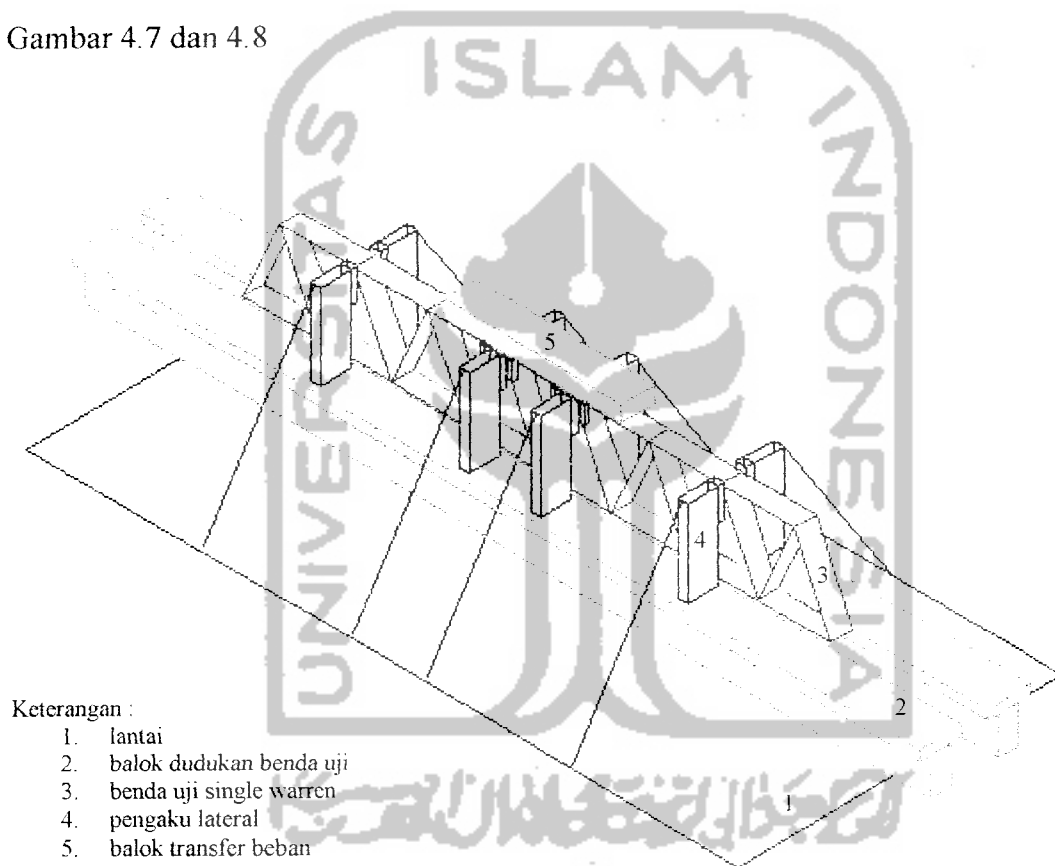
Gambar 4.5. Tampak samping Hydraulic jack



Gambar 4.6. Hidraulic Jack

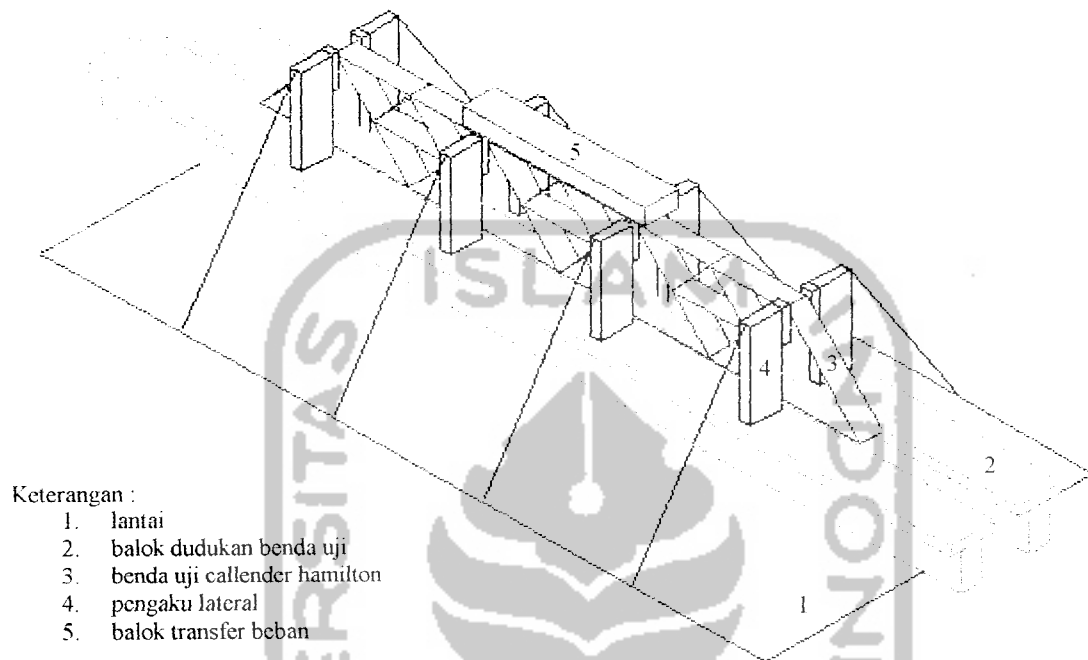
### g. Penahan Lateral Buckling

Alat yang digunakan untuk menahan terjadinya lateral buckling pada sample benda uji. Alat ini dibuat sebanyak empat buah, dengan menempatkannya pada join bagian atas benda uji dan diikat dengan baut. Penahan lateral buckling untuk rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton ditunjukkan pada Gambar 4.7 dan 4.8



Gambar 4.7. Penahan Lateral Buckling Rangka Single Warren





Gambar 4.8. Penahan Lateral Buckling Rangka Callender Hamilton

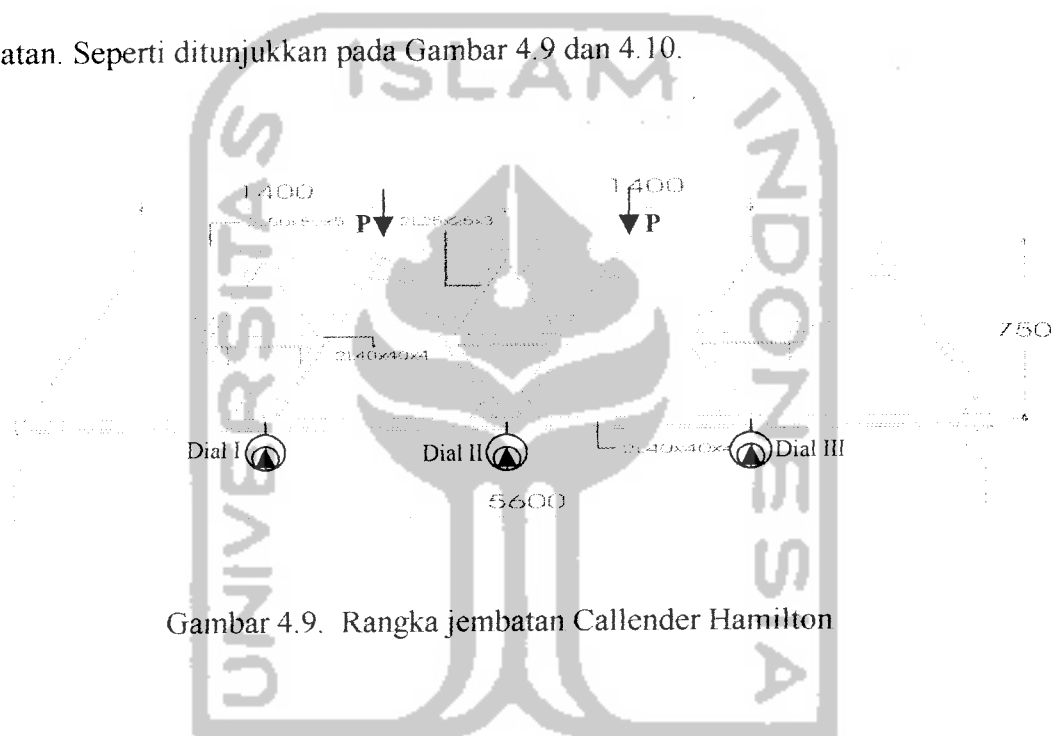
#### 4.3. Pembuatan Sampel

Pembuatan sampel tersebut meliputi:

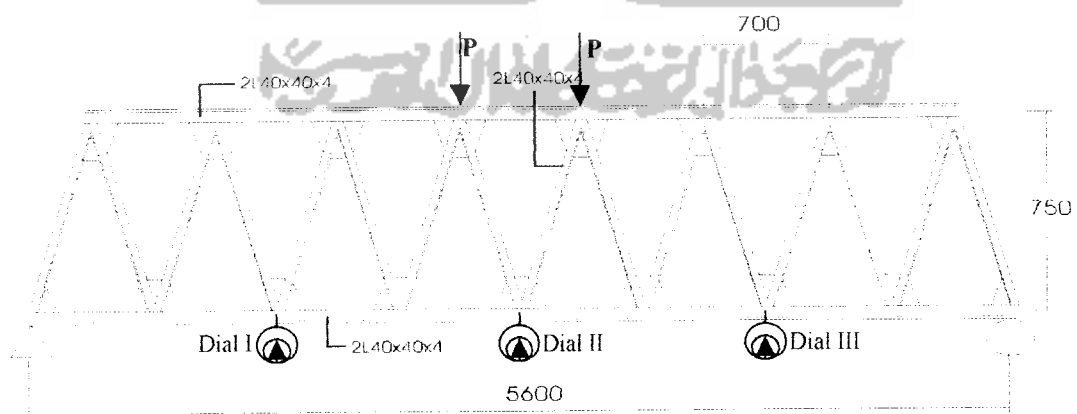
- a. Dua buah sample uji tarik baja dan dua buah sample uji geser baut,
- b. Satu buah sample rangka single warren,
- c. Satu buah sampel rangka callender hamilton.

#### 4.4. Pengujian Sampel

Pengujian pendahuluan berupa uji tarik baja dan uji geser baut untuk mengetahui kuat tarik baja dan kuat geser baut. Setelah pembuatan sample benda uji selesai kemudian langsung dilakukan pengujian sampel rangka jembatan dengan beban terpusat untuk mengetahui defleksi yang terjadi pada rangka jembatan. Seperti ditunjukkan pada Gambar 4.9 dan 4.10.



Gambar 4.9. Rangka jembatan Callender Hamilton



Gambar 4.10. Rangka jembatan Single Warren

## BAB V

### HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

#### 5.1. Uji Kuat Tarik Baja dan Kuat Geser Baut

Pengujian kuat tarik baja dan kuat geser baut yang dilakukan di Laboratorium BKT Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia dengan menggunakan alat *Universal Testing Material* (UTM). Pembebanan dilakukan secara bertahap dengan kenaikan sebesar 100 kg (1 KN ), pada setiap tahap pembebanan dicatat sampai baja mengalami putus. Hasil pengujian kuat tarik baja dan kuat geser baut dicantumkan pada Tabel 5.1 dan Tabel 5.2.

Tabel 5.1. Hasil pengujian kuat tarik baja

No	Sampel	Kuat leleh ( $F_y$ )	Kuat tarik ( $F_u$ )
1	Sampel I	321,4 Mpa	417,9 Mpa
2	Sampel II	314,7 Mpa	410 Mpa
	Rata-rata	318,05 Mpa	413.95 Mpa

Tabel 5.2. Hasil pengujian kuat geser baut

No	Sampel	Kuat geser ( $\sigma_{grs}$ )
1	Sampel I	300,8 Mpa
2	Sampel II	327,3 Mpa
	Rata-rata	314,05 Mpa

## 5.2. Uji Kuat Lentur Rangka Jembatan

Pengujian kuat lentur rangka jembatan dilakukan dengan menggunakan alat *Loading Frame* di Laboratorium Struktur, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Pembebanan diberikan pada batang atas dengan menggunakan *Loading Frame* kemudian ditransfer ke dua join pada tengah bentang dengan kenaikan sebesar 500 kg pada setiap tahap pembebanan, kemudian dicatat lendutan yang terjadi. Dari hasil pengujian ini akan didapat data beban dan lendutan, sehingga dapat dicari momen dan kelengkungan.

### 5.2.1. Hubungan Beban Lendutan Hasil Pengujian

Pada pengujian kuat lentur rangka jembatan, diperoleh data beban lendutan seperti pada Tabel 5.3 dan 5.4

#### a. Rangka jembatan Single Warren

Tabel 5.3. Hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren.

Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
0	0	0	0
500	1,02	1,23	0,9
1000	1,69	2,09	1,48
1500	2,63	3,27	2,32
2000	3,39	4,24	2,95
2500	4,46	5,59	3,83
3000	5,1	6,44	4,4
3500	6,33	8,07	5,47
4000	7,08	9,08	6,22

Tabel 5.3.Lanjutan

Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
4500	8,35	10,92	7,52
5000	9,3	12,32	8,03
5500	10,05	13,59	8,75
6000	11,12	14,94	9,6
6500	12,25	16,96	10,71
7000	13,85	18,92	12,01

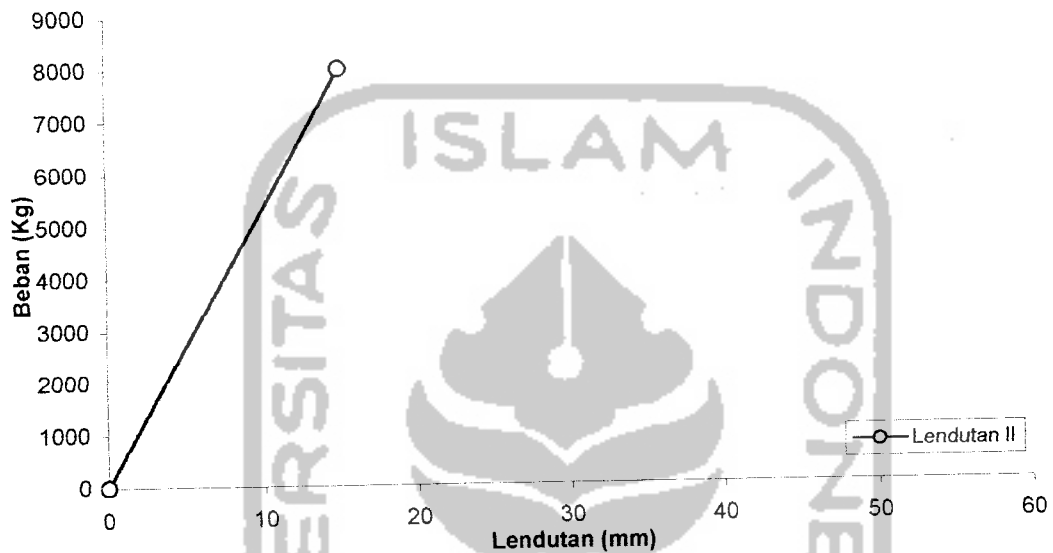
**b. Rangka jembatan Callender Hamilton**

Tabel 5.4 Hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton.

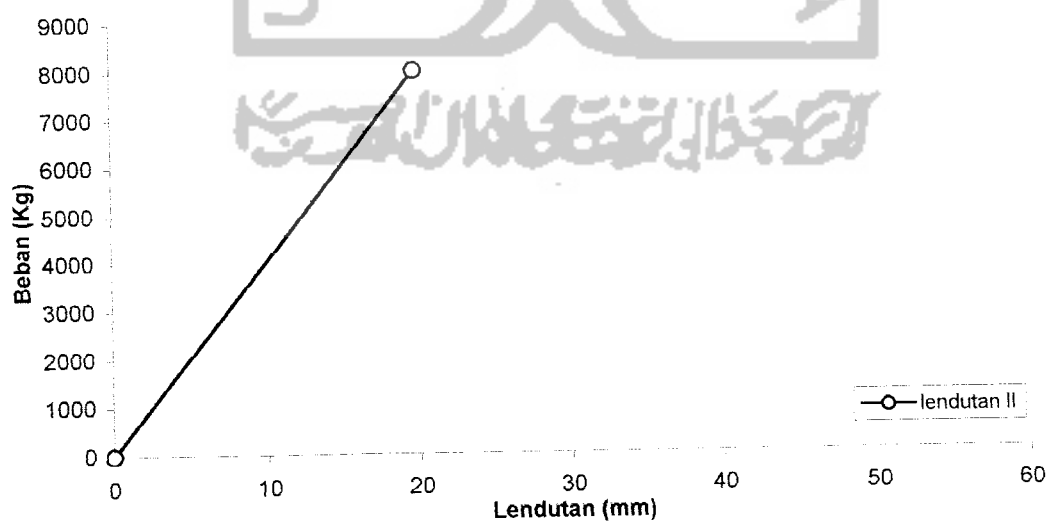
Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
0	0	0	0
500	0,82	0,96	0,68
1000	1,96	2,36	1,79
1500	3,03	3,7	2,9
2000	4,08	5,09	3,94
2500	4,66	5,8	4,54
3000	5,41	6,85	5,33
3500	6,4	8,13	6,42
4000	7,05	9,05	7,09
4500	7,82	10,1	7,84
5000	8,55	11,2	8,67
5500	9,27	12,2	9,36
6000	10,03	13,25	10,18
6500	10,1	14,3	10,92
7000	10,5	15,5	11,12
7500	11,1	17,23	12,13
8000	12,8	19,73	14,39



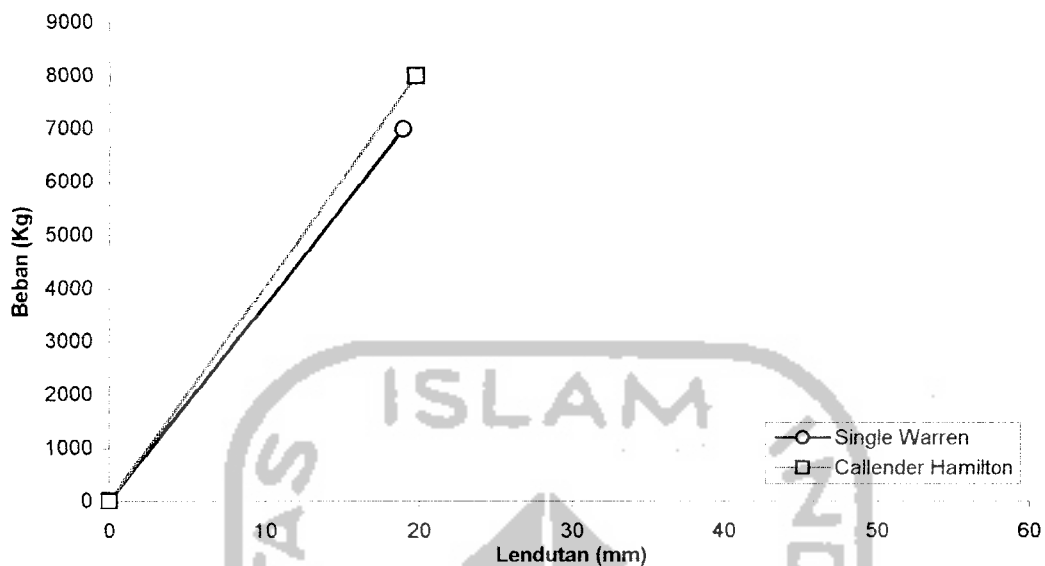
Dari data hubungan beban lendutan pada tabel 5.3 dan 5.4 disajikan dalam bentuk grafik hubungan beban dan lendutan seperti terlihat pada gambar 5.1, 5.2, dan 5.3.



Gambar 5.1. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.2. Grafik hubungan beban dan lendutan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton



Gambar 5.3. Grafik hubungan beban lendutan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton

### 5.2.2. Hubungan Momen Kelengkungan Hasil Pengujian

Dari data hubungan beban ( $P$ ) dan lendutan ( $\Delta$ ) dapat dicari momen ( $M$ ) dan kelengkungan ( $\phi$ ), seperti contoh perhitungan berikut ini :

data yang digunakan adalah pembebanan 500 kg ( 5 KN ) pada bentang 5,6 m dengan sambungan baut.

#### 1. Rangka Single Warren

lendutan yang terjadi pada dial 1 = 0,00102 m, lendutan pada dial 2 = 0,00123 m, lendutan pada dial 3 = 0,0009 m, dengan jarak antar dial 1,4 m, maka dengan menggunakan persamaan 3.55. nilai kelengkungan dapat dihitung :

$$\Phi = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$\Phi = \frac{0,00102 - (2 \times 0,00123) + 0,0009}{1,4^2} = 0,000276 \text{ } 1/m$$

momen dapat dicari dengan menggunakan persamaan :

$$M = \frac{7}{16} P.L$$

$$M = 7/16 . ( \frac{1}{2} \times 500 ) 5,6 = 612,5 \text{ kg m.}$$

## 2. Rangka Callender Hamilton

lendutan yang terjadi pada dial 1 = 0,00082 m, lendutan pada dial 2 = 0,00096 m, lendutan pada dial 3 = 0,00068 m, dengan jarak antar dial 1,4 m, maka dengan menggunakan persamaan 3.26. nilai kelengkungan dapat dihitung :

$$\Phi = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$\Phi = \frac{0,00082 - (2 \times 0,00096) + 0,00068}{1,4^2} = 0,000214 \text{ } 1/m$$

momen dapat dicari dengan menggunakan persamaan :

$$M = \frac{3}{8} P.L$$

$$M = 3/8 . ( \frac{1}{2} \times 500 ) 5,6 = 525 \text{ kg m.}$$

Dari contoh perhitungan diatas dapat diperlihatkan hubungan momen dan kelengkungan seperti tampak pada tabel 5.5 dan 5.6.



**a. Rangka jembatan Single Warren**

Tabel 5.5. Hubungan momen dan kelengkungan

Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
0	0	0	0	0	0
500	1,02	1,23	0,9	612,5	0,00027551
1000	1,69	2,09	1,48	1225	0,000515306
1500	2,63	3,27	2,32	1837,5	0,000811224
2000	3,39	4,24	2,95	2450	0,001091837
2500	4,46	5,59	3,83	3062,5	0,00147449
3000	5,1	6,44	4,4	3675	0,00172449
3500	6,33	8,07	5,47	4287,5	0,002214286
4000	7,08	9,08	6,22	4900	0,002479592
4500	8,35	10,92	7,52	5512,5	0,003045918
5000	9,3	12,32	8,03	6125	0,003729592
5500	10,05	13,59	8,75	6737,5	0,00427551
6000	11,12	14,94	9,6	7350	0,004673469
6500	12,25	16,96	10,71	7962,5	0,005591837
7000	13,85	18,92	12,01	8575	0,006112245

**b. Rangka jembatan Callender Hamilton**

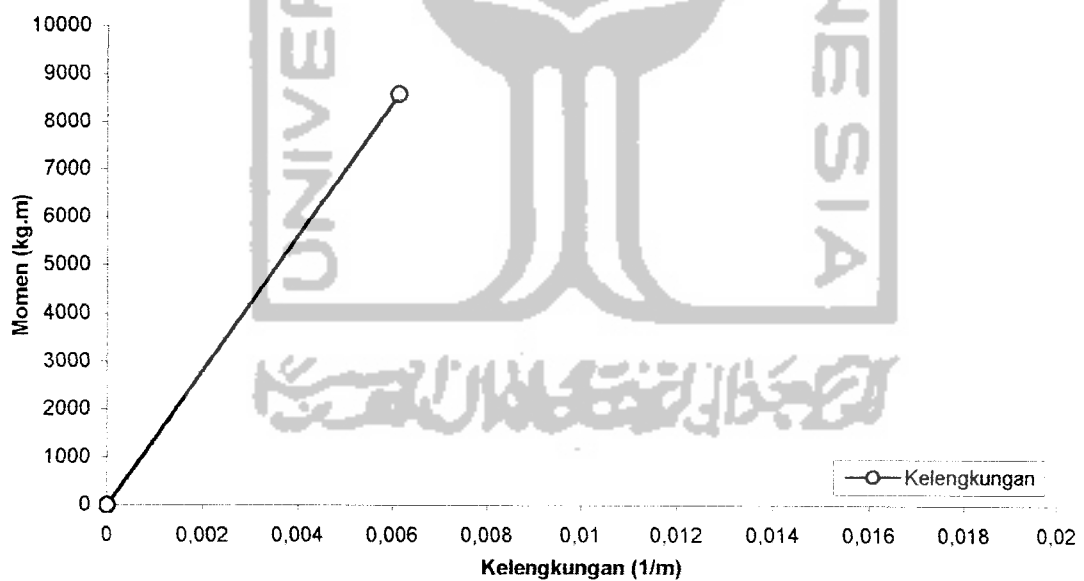
Tabel 5.6. Hubungan momen dan kelengkungan

Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
0	0	0	0	0	0
500	0,82	0,96	0,68	525	0,000214286
1000	1,96	2,36	1,79	1050	0,000494898
1500	3,03	3,7	2,9	1575	0,00075
2000	4,08	5,09	3,94	2100	0,001102041
2500	4,66	5,8	4,54	2625	0,00122449
3000	5,41	6,85	5,33	3150	0,001510204
3500	6,4	8,13	6,42	3675	0,001755102
4000	7,05	9,05	7,09	4200	0,002020408
4500	7,82	10,1	7,84	4725	0,002316327

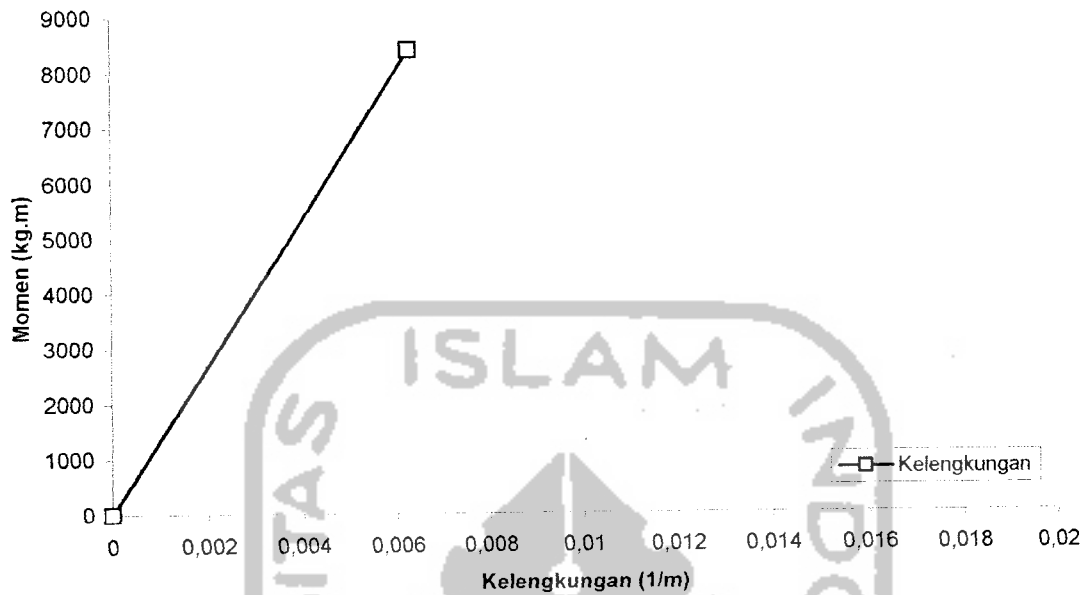
Tabel 5.6. Lanjutan

Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
5000	8,55	11,2	8,67	5250	0,002642857
5500	9,27	12,2	9,36	5775	0,002943878
6000	10,03	13,25	10,18	6300	0,003209184
6500	10,1	14,3	10,92	6825	0,003867347
7000	10,5	15,5	11,12	7350	0,004785714
7500	11,1	17,23	12,13	7875	0,005729592
8000	12,8	19,73	14,39	8400	0,006260204

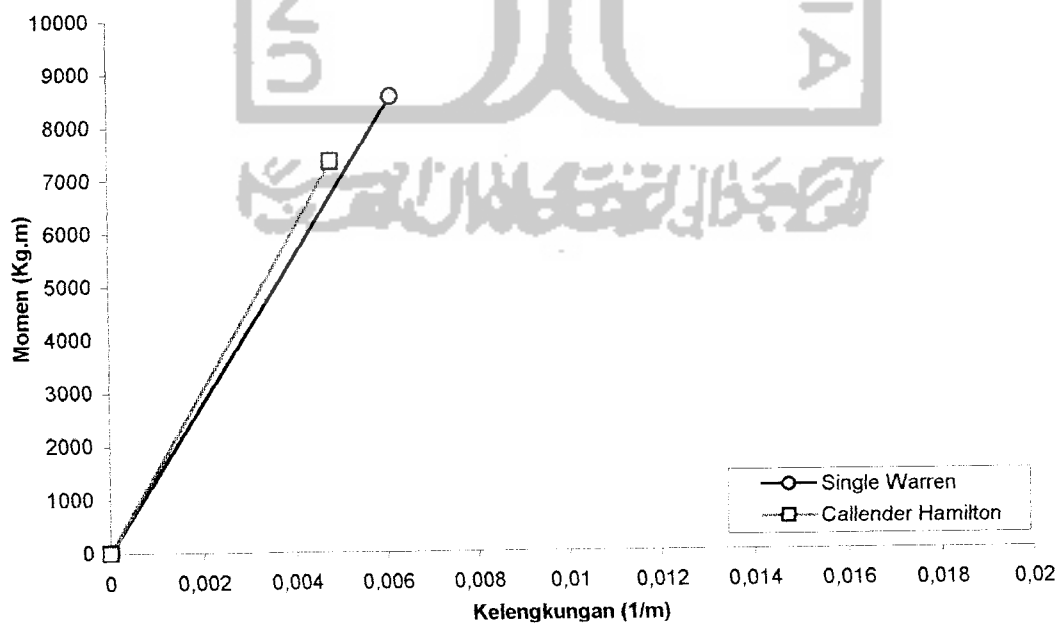
Dari data hubungan momen dan kelengkungan pada tabel 5.5 dan 5.6 disajikan dalam bentuk grafik hubungan momen kelengkungan seperti terlihat pada gambar 5.4, 5.5 dan 5.6.



Gambar 5.4. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.5. Grafik hubungan momen dan kelengkungan hasil pengujian rangka jembatan Callender Hamilton

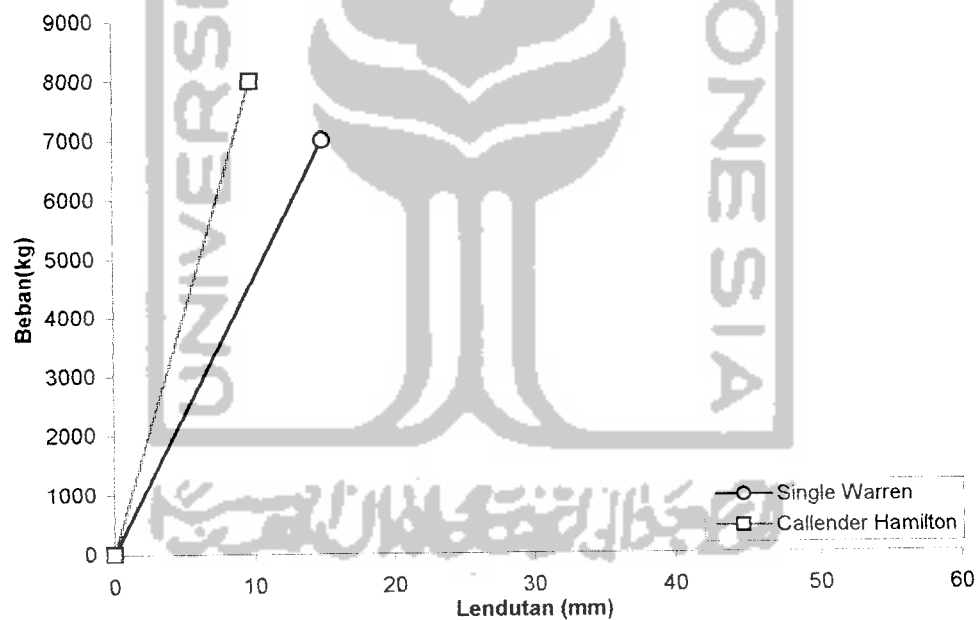


Gambar 5.6. Grafik hubungan momen - kelengkungan hasil pengujian rangka Single Warren dan Callender Hamilton

### 5.3. Grafik Hubungan Beban dan Lendutan Hasil Analisa Komputer

Dari analisa komputer yaitu pembebanan pada rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton didapatkan data lendutan, yang kemudian ditampilkan dalam bentuk grafik beban dan lendutan, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.7.

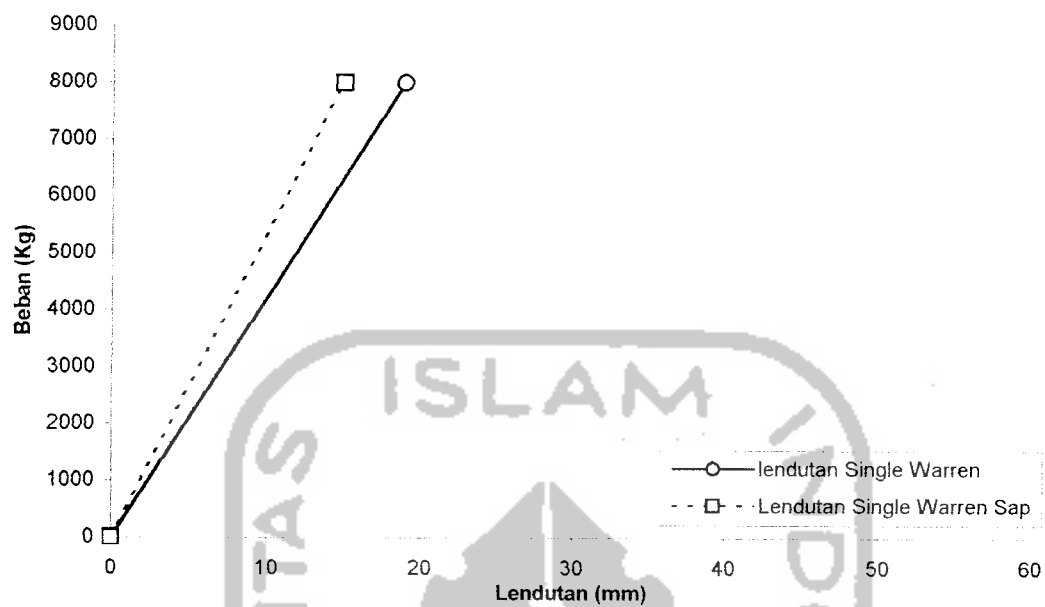
Beban diambil 7 ton untuk rangka Single Warren dan 8 ton untuk rangka Callender Hamilton, yaitu beban maksimum dari pengujian. Dari analisa komputer didapatkan defleksi sebesar 14,92 mm untuk rangka Single Warren dan 9,79 mm untuk rangka Callender Hamilton.



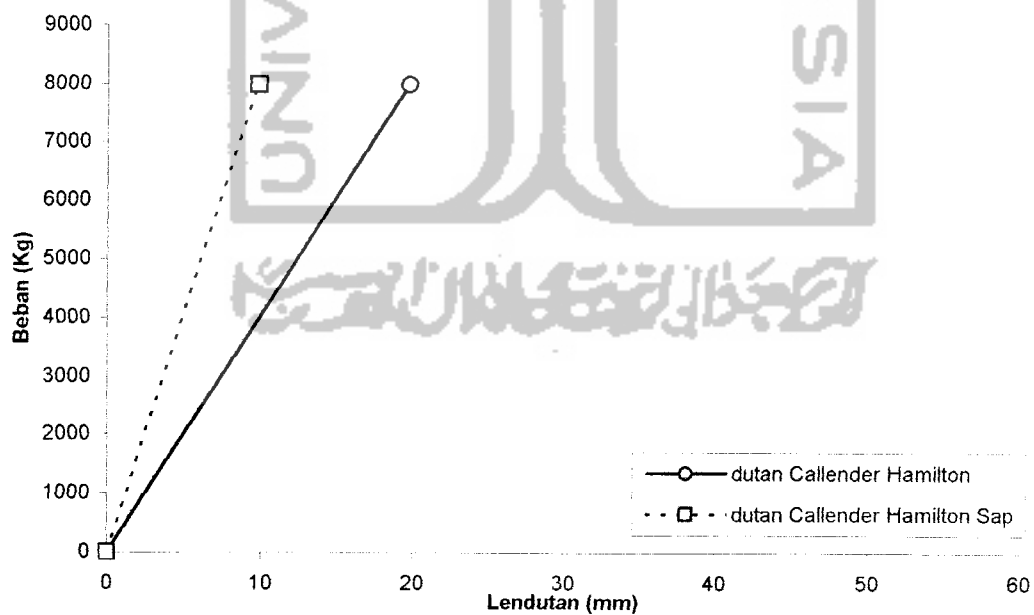
Gambar 5.7. Grafik hubungan beban-lendutan hasil analisis SAP90 rangka Single Warren dan Callender Hamilton

### 5.4. Grafik Hubungan Beban - Lendutan Hasil Pengujian dan Hasil Analisa Komputer

Dari grafik gabungan hasil pengujian dan analisa komputer didapat hasil seperti pada Gambar 5.8 dan 5.9.



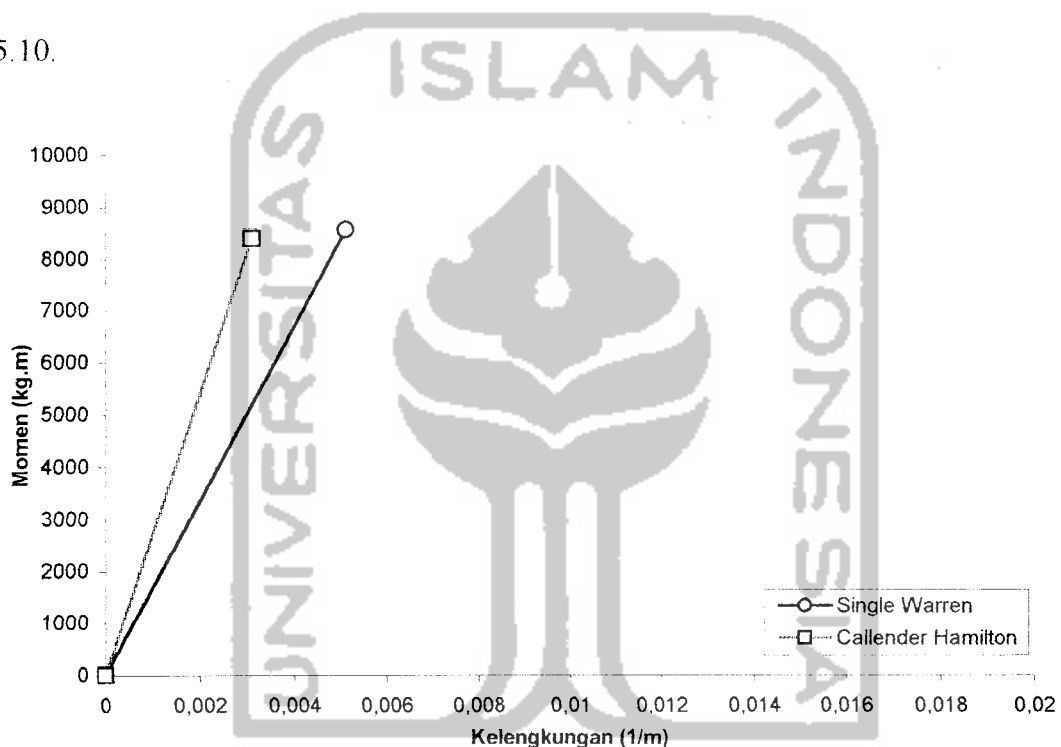
Gambar 5.8. Grafik hubungan beban - lendutan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.9. Grafik hubungan beban- lendutan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Callender Hamilton

### 5.5. Grafik Hubungan Momen dan Kelengkungan Hasil Analisa Komputer

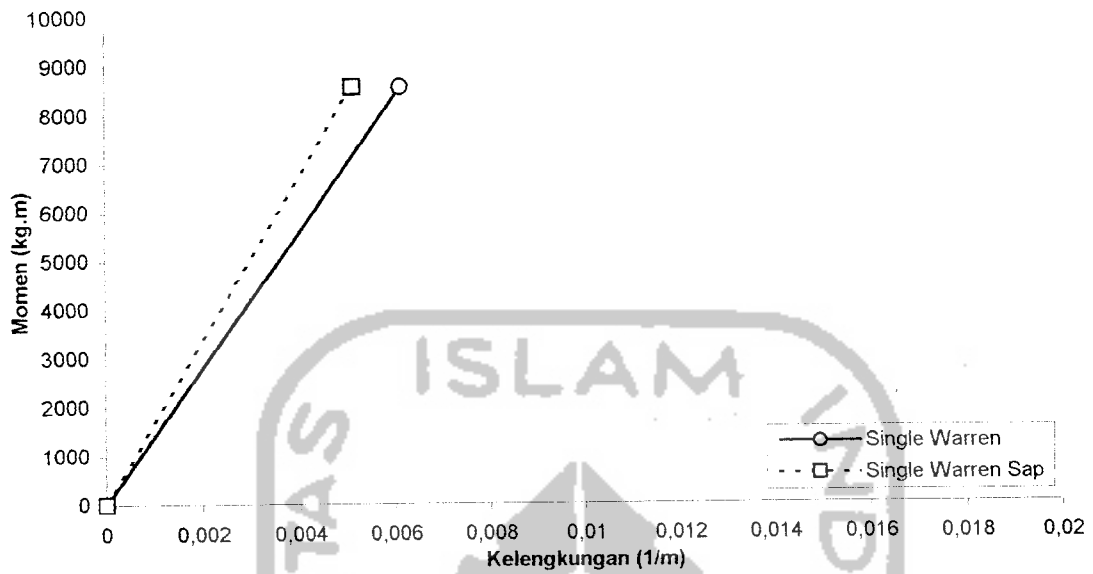
Dari analisa komputer yaitu pembebanan pada rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton didapatkan data lendutan. Dari data hubungan beban dan lendutan dapat dicari momen dan kelengkungan, yang kemudian ditampilkan dalam bentuk grafik momen dan kelengkungan, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.10.



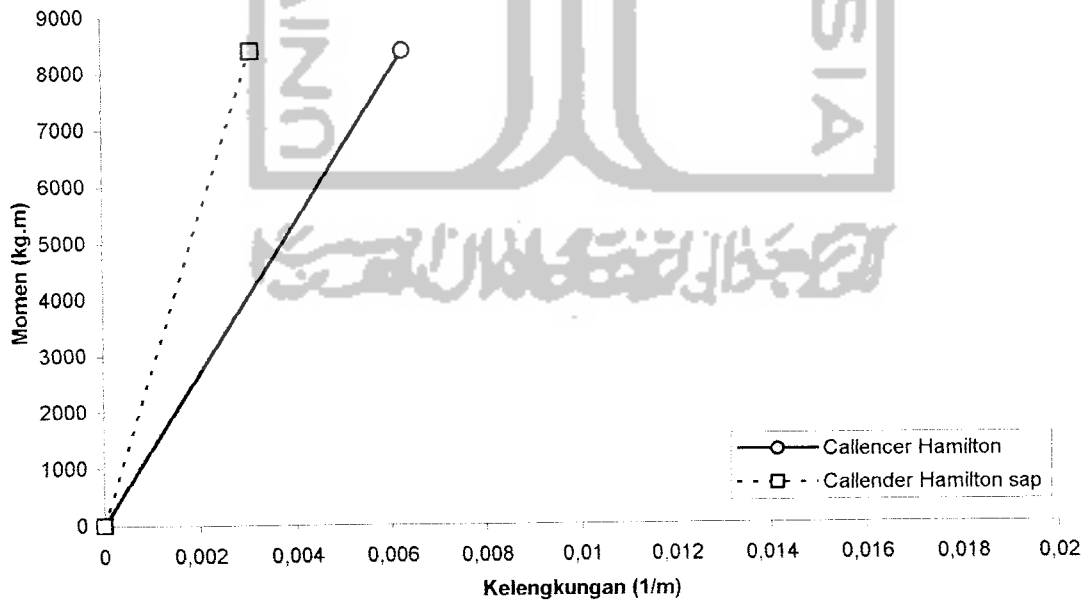
Gambar 5.10. Grafik hubungan momen-kelengkungan hasil analisis SAP90 rangka Single Warren dan Callender Hamilton

### 5.6. Grafik Hubungan Momen dan Kelengkungan Hasil Pengujian dan Analisa Komputer

Dari grafik gabungan hasil pengujian dan analisa komputer didapat hasil seperti pada Gambar 5.11 dan 5.12.



Gambar 5.11. Grafik hubungan momen - kelengkungan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Single Warren



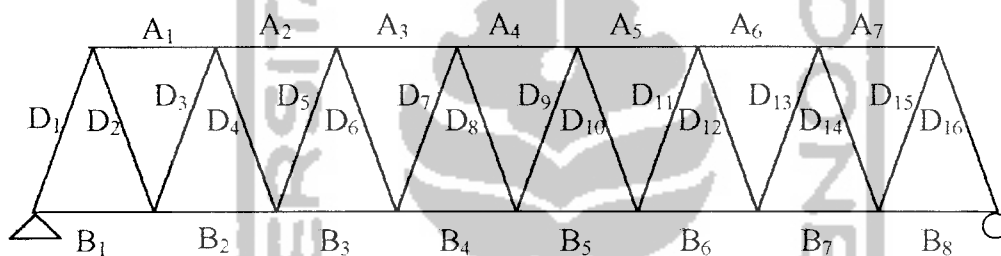
Gambar 5.12. Grafik hubungan momen – kelengkungan hasil pengujian dan hasil SAP 90 rangka jembatan Callender Hamilton

### 5.7. Tinjauan Analitis

Dari hasil pengujian pembebanan di laboratorium, beban maksimum yang didapat kemudian dimasukkan kedalam SAP 90, sehingga didapat gaya batang dari beban maksimum hasil pengujian laboratorium ( $P_{eks}$ ) dibandingkan dengan  $P_{cr}$  hasil analitis.

#### 1. Analisis tekuk lokal

##### a. Pengujian rangka jembatan Single Warren



Gambar 5.13 Elemen-elemen rangka batang Single Warren

Perhitungan beban kritis :

\* Analisis terhadap tekuk lokal

Batang tekan (A4)

Profil 2L 40x40x4

$$A = 1,846 \text{ cm}^2$$

$$b = 3,68 \text{ cm}$$

$$t = 0,26 \text{ cm}$$

$$E = 2.10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 3180,05 \text{ Kg/cm}^2$$



Tegangan tekuk pelat :

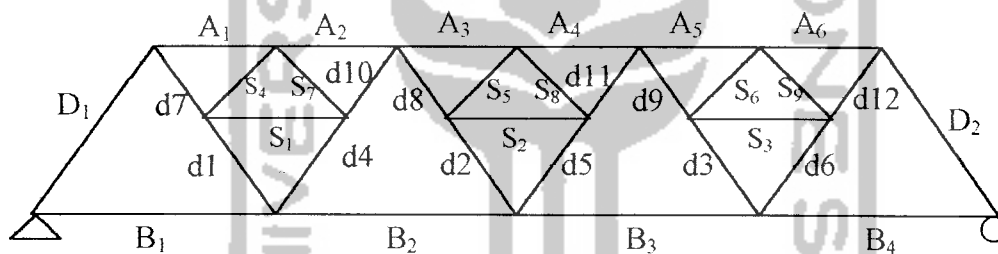
$$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} = 1,277 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0,3^2)(3,68/0,26)^2} = 11510,84 \text{ Kg/cm}^2$$

Beban kritis

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 11510,84 \cdot 1,846 = 21249,01 \text{ Kg}$$

$$P_{eks} = 9788,152 \text{ Kg} < P_{cr} \text{ tidak terjadi tekuk lokal}$$

b. Pengujian rangka Callender Hamilton



Gambar 5.14 Elemen-elemen rangka batang Callender Hamilton

Perhitungan beban kritis :

\* Analisis terhadap tekuk lokal

Batang tekan (A3-A4) :

Profil 2L 50x50x5

$$A = 3,473 \text{ cm}^2$$

$$b = 4,76 \text{ cm}$$

$$t = 0,38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 3180,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Tegangan tekuk pelat :

$$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2} = 1,277 \cdot \frac{\pi^2 2 \cdot 10^6}{12(1-0,3^2)(4,76/0,38)^2} = 14696,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Beban kritis

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 14696,25 \cdot 3,473 = 51157,63 \text{ Kg}$$

$$P_{eks} = 11172,319 \text{ Kg} < P_{cr} \text{ tidak terjadi tekuk lokal}$$

Untuk selanjutnya perhitungan benda uji rangka Single Warren dan Callender Hamilton ditabelkan dalam tabel 5.6 dan 5.7.

Tabel 5.6. Kekuatan batang tekan rangka Single Warren akibat tekuk lokal

Elemen	Profil	Fcr (kg/cm <sup>2</sup> )	Pcr (kg)	P eks (Kg)	Keterangan
A1=A7	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.263.630	P eks < Pcr
A2=A6	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	6.527.113	P eks < Pcr
A3=A5	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	9.788.152	P eks < Pcr
A4	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	11.417.254	P eks < Pcr
D1=D16	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.853.351	P eks < Pcr
D3=D14	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.837.098	P eks < Pcr
D5=D12	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.839.812	P eks < Pcr
D7=D10	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	3.839.944	P eks < Pcr
D8=D9	2L 40x40x4	11510,847	21249,01	6.337	P eks < Pcr

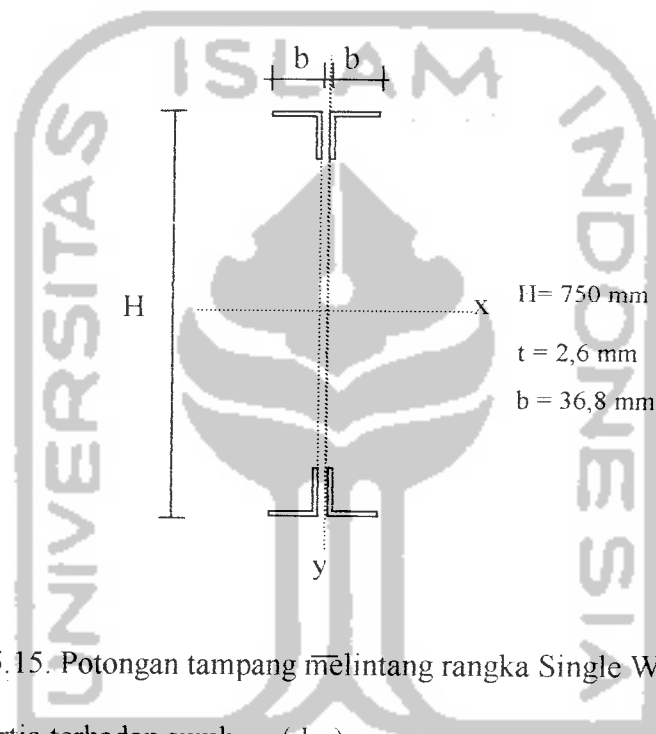
Tabel 5.7. Kekuatan batang tekan rangka Callender Hamilton akibat tekuk Lokal

Elemen	Profil	Fcr (kg/cm <sup>2</sup> )	Pcr (kg)	P eks (Kg)	Keterangan
D1=D2	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	5.462.133	P eks < Pcr
d3=d4	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	5.411.408	P eks < Pcr
d2=d5	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	8.255	P eks < Pcr
d9=d10	2L 40x40x4	14696,25	51157,63	5.398.803	P eks < Pcr
S4=S9	2L 30x30x3	14696,25	51157,63	68.705	P eks < Pcr
S5=S8	2L 30x30x3	14696,25	51157,63	49.830	P eks < Pcr
A1=A6	2L 50x50x5	14696,25	51157,63	7.406.788	P eks < Pcr
A2=A5	2L 50x50x5	14696,25	51157,63	7.486.697	P eks < Pcr
A3=A4	2L 50x50x5	14696,25	51157,63	11.172.319	P eks < Pcr

Berdasarkan perbandingan gaya batang hasil analisa menggunakan SAP<sup>90</sup> ( $P_{eks}$ ) dengan beban kritis dari batang ( $P_{cr}$ ) hasil analisis terhadap tekuk lokal dan tekuk puntir, elemen struktur rangka aman terhadap tekuk lokal ( $P_{eks} < P_{cr}$ ).

## 2. Analisis tekuk puntir rangka

### a. Rangka Single Warren



Gambar 5.15. Potongan tampang melintang rangka Single Warren

\* Menghitung inerti terhadap sumbu y ( $I_y$ )

$$\text{inerti untuk tampang segi empat} = I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot s^2$$

Dengan  $b$  = lebar tampang;  $h$  = tinggi tampang;  $s$  = jarak antara titik berat tampang terhadap garis netral profil. Karena garis netral terhadap sumbu- $y$  ditengah profil, maka  $s = 0$ .

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 2,6 \cdot 78,6^3 = 105210 \text{ mm}^4$$

$$I_{II} = \frac{1}{12} \cdot 34,2 \cdot 10,2^3 = 0,3020 \text{ mm}^4$$

$$I_{total} = 2.I_1 + 2.I_2 = 210470mm^4$$

Momen kritis rangka dihitung dengan rumus :  $M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y}$

$$C_w = \frac{H^2 I_y}{4} = \frac{(75 - 0,26)^2 \cdot 21,047}{4} = 29392,49cm^6$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{140^2} \sqrt{29392,49 \cdot 21,047} = 792112,686Kg.cm$$

$$\text{Momen akibat beban pengujian ( } M_{eks} \text{ )} = \frac{7}{16} P.L = \frac{7}{16} \cdot 3500 \cdot 560 = 857500Kg.cm$$

Dari analisis terhadap tekuk puntir maka rangka Single Warren terjadi tekuk puntir akibat beban sebesar 7000 Kg, karena momen hasil pengujian lebih besar dari momen kritis rangka (  $M_{eks} > M_{cr}$  ).

- Cek panjang tak berpenopang ( $L_p$ )

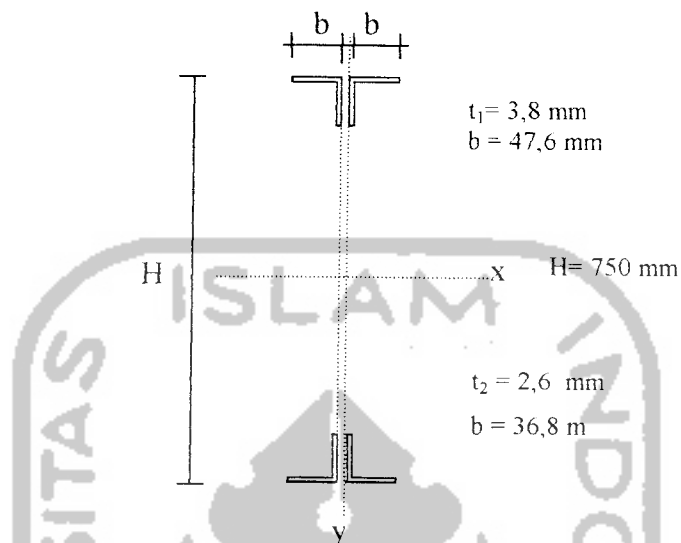
$$L_p = \frac{300}{\sqrt{F_y}} \cdot r_y$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{210470}{737,2}} = 16,90mm$$

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{46}} \cdot 0,665 = 747mm < L_b = 1400 mm$$

panjang tak berpenopang  $L_p$  tidak memenuhi persyaratan seperti yang ditetapkan ( $L_b < L_p$ ).

## b. Rangka Callender Hamilton



Gambar 5.16. Potongan tampang melintang rangka Callender Hamilton

\* Menghitung inerti terhadap sumbu y ( $I_y$ )

$$I_I = \frac{1}{12} \cdot 3,8 \cdot 100,2^3 = 318570 \text{ mm}^4$$

$$I_{II} = \frac{1}{12} \cdot 43,8 \cdot 12,6^3 = 7300 \text{ mm}^4$$

$$I_{III} = \frac{1}{12} \cdot 34,2 \cdot 10,2^3 = 3020 \text{ mm}^4$$

$$I_{IV} = \frac{1}{12} \cdot 2,6 \cdot 78,6^3 = 105210 \text{ mm}^4$$

$$I_{total} = I_I + I_{II} + I_{III} + I_{IV} = 434110 \text{ mm}^4$$

Momen kritis rangka dihitung dengan rumus :  $M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y}$

$$C_w = \frac{H^2 \cdot I_y}{4} = \frac{(74,680)^2 \cdot 43,411}{4} = 60526,898 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{140^2} \sqrt{60526,989 \cdot 43,411} = 1630826,089 \text{ Kg.cm}$$

$$\text{Momen akibat beban pengujian ( } M_{eks} \text{ )} = \frac{7}{8} P \cdot L = \frac{7}{8} \cdot 4000 \cdot 560 = 840000 \text{ Kg.cm}$$

Dari analisis terhadap tekuk puntir maka rangka Callender Hamilton tidak terjadi tekuk puntir, karena momen hasil pengujian lebih kecil dari momen kritis rangka (  $M_{eks} < M_{cr}$  ).

- Cek panjang tak berpenopang ( $L_p$ )

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{F_y}} \cdot r_y$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{434110}{954,6}} = 21,27 \text{ mm}$$

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{46}} \cdot 0,837 = 1062,99 \text{ mm} < L_b = 1400 \text{ mm}$$

panjang tak berpenopang  $L_p$  tidak memenuhi persyaratan seperti yang ditetapkan ( $L_b < L_p$ ).

## 5.8. Pembahasan

Berdasarkan hasil pengujian rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton di laboratorium beban maksimum yang dapat didukung sebesar 7000 kg untuk rangka jembatan Single Warren dan 8000 kg untuk rangka jembatan Callender Hamilton. Kerusakan terjadi pada batang tekan untuk rangka Single Warren dan rangka Callender Hamilton karena mengalami tekuk puntir lateral.

Kegagalan tekuk puntir lateral tersebut antara lain disebabkan oleh :

1. Beban pengujian tidak sentris.
2. Pengaku lateral kurang baik.
3. Bentang terlalu panjang, sehingga terjadi pelengkungan awal pada saat pembuatan maupun pengangkutan sampel dari tempat pembuatan ke laboratorium.

#### 5.8.1. Kekakuan rangka jembatan ditinjau dari hubungan beban-lendutan

Dari grafik hubungan beban lendutan hasil pengujian kuat lentur rangka jembatan dapat dilihat bahwa kuat lentur rangka jembatan Callender Hamilton dan Single Warren mempunyai perilaku yang hampir sama. Hal ini dapat dilihat pola grafik beban lendutan yang diperoleh dari data hasil pengujian.

Dengan menggunakan persamaan (3.45), dimana kekakuan ( $k$ ) =  $P/\Delta$  akan diketahui nilai kekakuan masing benda uji. Hasil perhitungan kekakuan dapat dilihat pada tabel 5.8.

Tabel 5.8. nilai kekakuan benda uji

Benda Uji	Beban (P) Kg	$\Delta$ mm	Kekakuan (P/ $\Delta$ ) Kg/mm
Single Warren	7000	18,97	369,004
Callender Hamilton	8000	19,73	404,474

Dari data beban lendutan akan diketahui bahwa pada rangka Callender Hamilton mempunyai nilai kekakuan ( $P/\Delta$ ) yang lebih tinggi dari rangka Single Warren. Kerusakan terjadi pada elemen rangka, karena elemen rangka tersebut mengalami tekuk puntir.

### 5.8.2. Kekakuan rangka jembatan ditinjau dari hubungan momen dan kelengkungan

Dengan menggunakan persamaan (3.56), dimana kekakuan ( $k$ ) =  $M/\Phi$  akan diketahui nilai kekakuan masing-masing benda uji. Hasil perhitungan kekakuan dapat dilihat pada table 5.9.

Tabel 5.9. nilai kekakuan benda uji

Benda Uji	Momen Kg.m	$\Phi$ 1/m	Kekakuan ( $M/\Phi$ ) Kg/mm
Single Warren	8575	0,006112245	1402921,512
Callender Hamilton	7350	0,004785714	1535820,987

Dari data momen kelengkungan akan diketahui bahwa pada rangka Callender Hamilton mempunyai nilai kekakuan ( $P/\Delta$ ) yang lebih tinggi dari rangka Single Warren.



## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil pengujian dan analisis struktur rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Struktur rangka jembatan Single Warren mengalami lendutan yang lebih besar dibandingkan dengan struktur rangka jembatan Callender Hamilton.
2. Struktur rangka jembatan Callender Hamilton mempunyai nilai kekakuan lebih besar dibandingkan struktur rangka jembatan Single Warren.

#### 6.2. Saran

Untuk melakukan penelitian lebih lanjut tentang analisis perbandingan struktur rangka jembatan Single Warren dan Callender Hamilton yang perlu dipertimbangkan adalah :

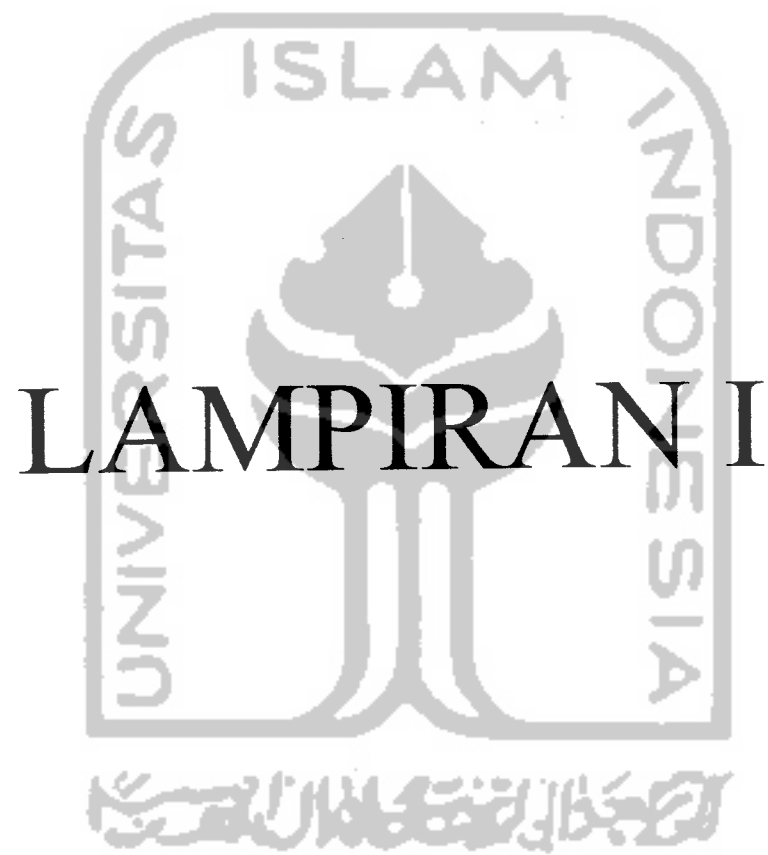
1. Karena pembuatan benda uji dilakukan oleh tukang, maka pada pelaksanaan pembuatan sebaiknya diawasi untuk menghindari terjadinya kesalahan,

2. Penelitian ini baru menggunakan data lendutan sehingga belum diketahui diagram tegangan – regangan, disarankan dipasang Strain Gauge untuk mengetahui distribusi tegangan-regangan.
3. Dalam penelitian ini terjadi kegagalan karena tekuk puntir, sehingga untuk penelitian selanjutnya perlu dibuat pengaku lateral yang lebih baik.



## DAFTAR PUSTAKA

- Barker, R.M, 1997, **Design of Highway Bridges**, John Wiley , INC, New York
- Bowles, J.E, 1985, **Desain Baja Konstruksi**, Erlangga, Jakarta.
- Chu-Kia Wang, 1985, **Pengantar Analisis Struktur dengan Cara Matrik**, Erlangga, Jakarta.
- Chu-Kia Wang, 1986, **Struktur Statis Tak Tentu**, Erlangga, Jakarta.
- Ebel Galensi dan Eko Suyatno, 2000, TA, **Pengujian Struktur Rangka Atap Baja dengan Analisis Sebagai Rangka Batang dan Portal**, FTSP UII, Yogyakarta.
- Gere dan Timoshenko, 1987, **Mekanika Bahan**, Erlangga, Jakarta.
- Gunawan, R, 1988, **Tabel Profil Konstruksi Baja**, Kanisius, Yogyakarta.
- Padosbajayo, 1991, **Bahan Kuliah Struktur Baja I**, Padosbajayo, Yogyakarta.
- Pasaribu, P.M, 1991, **Konstruksi Baja Jembatan Rangka dan Gantung**, Universitas HKBP Nommensen, Medan.
- Salmon, C.G dan Johnson, J.E, 1992, **Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid I**, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Salmon, C.G dan Johnson, J.E, 1996, **Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid II**, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Schodek, D.L, 1997, **Struktur**, PT. Eresco, Bandung
- Soemargono, 1990, **Jembatan**, PT. Pradnya Paramita, Jakarta.



# LAMPIRAN I

**KARTU PESERTA TUGAS AKHIR**

NO.	NAMA	NO. BHS.	DOSEN
1.	ABDUL MUHAMMAD N.	96 310 125	STRUKTUR
2.	HAWAN HUDAENDI	96 310 145	STRUKTUR

JUDUL TUGAS AKHIR :

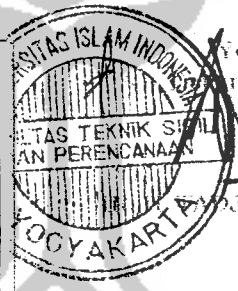
STUDI EXPERIMENTAL KEAKRIFAN STRUKTUR LEVITASI DINDING RASUKA  
REKAYASA PERENCANAAN CALLENDER HAWILANDI.

PERIODE II : DESEMBER - MEI  
TAHUN : 2000 / 2001

No.	Kegiatan	Dalam Bulan					
		Des.	Jan.	Peb.	Maret.	April.	Mei.
1.	Pendaftaran						
2.	Pemilihan Dosen Pembimbing						
3.	Pembuatan Proposal						
4.	Seminar Proposal						
5.	Konsultasi Penyusunan TA.						
6.	Sidang Sidang						
7.	Pendadaran.						

DOSEN PEMBIMPIING I  
DOSEN PEMBIMPIING II

IR. FATEHURROHMAN NS, MT  
IR. SUHARYATMO, MT



Yogyakarta, 02 Maret 2001

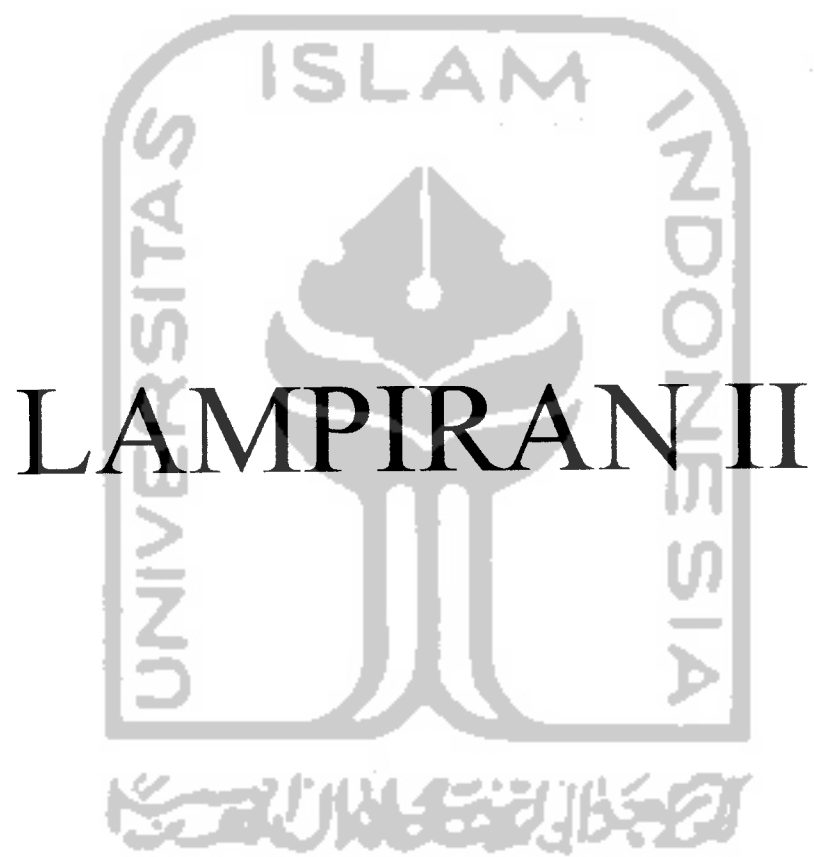
*[Signature]*  
MUJUDDIN EM ARIS, MS

Catatan :

Seminar : 21 MEI 2001  
Sidang : 2 NOVEMBER 2001  
Pendadaran : .....

*Ace perbaiki setelah pendadaran*

*[Signature]*  
30-11-2001

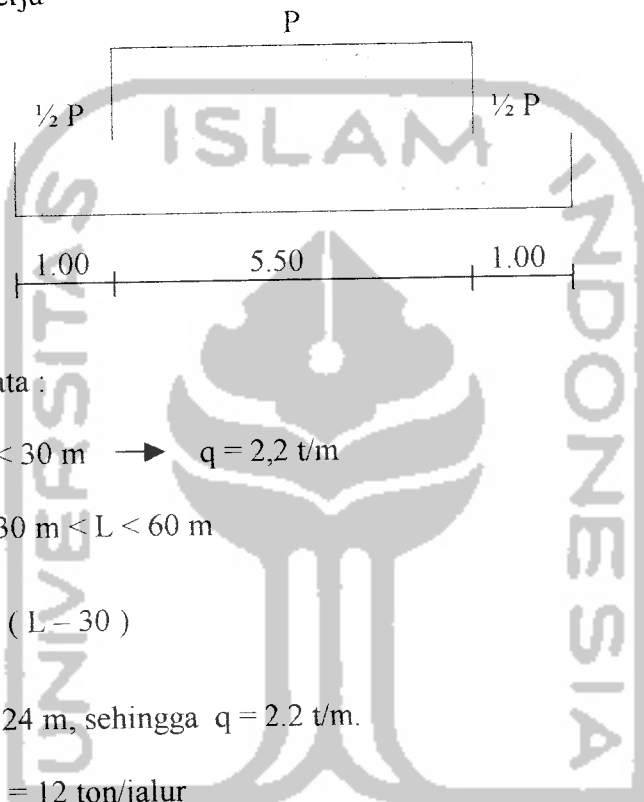


# LAMPIRAN II

## I. Perhitungan Dimensi Benda Uji

### 1. Perhitungan dimensi prototape

Muatan yang bekerja



Muatan terbagi rata :

Untuk satu jalur  $< 30$  m  $\rightarrow q = 2,2$  t/m

Untuk satu jalur  $30$  m  $< L < 60$  m

$$Q = 2,2 - \frac{1,1}{60} (L - 30)$$

Panjang bentang 24 m, sehingga  $q = 2,2$  t/m.

Muatan garis :  $P = 12$  ton/jalur

Beban tiap joint adalah :

$$Q = 2,2 + \frac{1,00}{2,75} \cdot 50\% \cdot 2,2 = 2,6 \text{ t/m}$$

$$P = 12 + \frac{1,00}{2,75} \cdot 50\% \cdot 12 = 14,18 \text{ ton}$$

$$\text{Faktor kejut : } k = 1 + \frac{20}{50 + 24} = 1,2703$$

Beban sandaran ditaksir 0,1 t/m

Beban terbagi merata :  $q = 1,2703 \cdot 2,6 + 0,1 = 3,4 \text{ t/m}$  dipakai  $4 \text{ t/m}$ .

Beban terpusat :  $P = 1,2703 \cdot 14,18 = 18,01 \text{ ton}$  dipakai  $20 \text{ ton}$ .

Setelah beban terpusat didapat kemudian dimasukkan dalam SAP 90 untuk mendapatkan gaya batang.

Profil rangka, bentang 24 meter :

Spesifikasi AASHTO ( bagian 1- 7.5 ) membatasi nilai kelangsingan (  $KL/r$  ) :

Untuk batang desak  $L/r_{\min} = 120$

Untuk batang tarik  $L/r_{\min} = 200$

a. Rangka batang Callender Hamilton

1. Batang atas

panjang = 3 m

$P_{\max} = -235,18 \text{ kip}$

$r_{\min} = \frac{300}{120} = 2,5 \text{ cm}$

Coba profil 2L 180x180x16 ( tabel baja )

$A = 55,4 \times 2 = 110,8 \text{ cm}^2 = 17,174 \text{ in}^2$

$r_x = 5,51 \text{ cm}$  ( menentukan )

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{118,11}{\pi \cdot 2,17} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,61$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 0,61^2 = 0,37$$

$$F_{cr} = 0,66^{\lambda} \cdot F_y = 0,66^{0,37} \cdot 36 = 30,87 \text{ Ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 30,87 \cdot 17,174 = 530,16 \text{ Kips} > P_{\max} = 235,18 \text{ Kips} \dots\dots\dots \text{OK}$$



2. Batang bawah

$$\text{panjang} = 6 \text{ m}$$

$$P_{\max} = 223,183 \text{ kip}$$

$$r_{\min} = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

$$A_{\text{perlu}} = \frac{223,183}{0,55 \times 36} = 11,272 \text{ in}^2$$

$$A_{g_{\text{perlu}}} \geq \frac{11,272}{0,85} = 13,261 \text{ in}^2$$

Coba profil 2L 150x150x16 ( tabel baja )

$$A_g = 2 \times 45,7 = 91,4 \text{ cm}^2 = 14,167 \text{ in}^2$$

$$\phi T_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g = 0,9 \cdot 36 \cdot 14,167 = 459,01 \text{ Kips ( menentukan )}$$

$$\phi T_n = \phi \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 14,42 = 627,27 \text{ Kips}$$

$$\phi T_n = 459,01 \text{ Kips} > P_{\max} = 223,183 \text{ Kips} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

3. Batang diagonal

$$\text{Panjang} = 4,4 \text{ m}$$

$$P_{\max} = -156,172 \text{ kip ( tekan )}$$

$$r_{\min} = 440/120 = 3,7$$

Coba profil 2L 150x150x 16 ( tabel baja )

$$A_g = 45,7 \times 2 = 91,4 \text{ cm}^2 = 14,167 \text{ in}^2$$

$$r_x = 4,56 \text{ cm}$$

$$A_{\text{perlu}} = \frac{150,571}{0,55 \times 36} = 7,6 \text{ in}$$

$$A_{g_{\text{perlu}}} \geq 7,6 / 0,85 = 8,94 \text{ in}$$

Coba profil 2L 150x150x 16 ( tabel baja )

$$A_g = 45,7 \times 2 = 91,4 \text{ cm}^2 = 14,167 \text{ in}^2$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{173,23}{\pi \cdot 1,795} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,082$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 1,082^2 = 1,171$$

$$F_{cr} = 0,66^\lambda \cdot F_y = 0,66^\lambda \cdot 36 = 22,13 \text{ Ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 22,13 \cdot 14,167 = 313,52 \text{ Kips} > P_{\max} \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### 4. Batang sekunder

Panjang = 2,2 m

$P_{\max} = -3,039 \text{ kip}$  ( tekan )

$$r_{\min} = 220 / 120 = 1,83$$

Coba profil 2L 65x65x7 ( tabel baja )

$$A_g = 8,7 \times 2 = 17,4 \text{ cm}^2 = 2,697 \text{ in}^2$$

$$r_x = 1,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{86,614}{\pi \cdot 0,772} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,258$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 1,258^2 = 1,583$$

$$F_{cr} = 0,66^\lambda \cdot F_y = 0,66^\lambda \cdot 36 = 18,648 \text{ Ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 18,648 \cdot 2,697 = 50,294 \text{ Kips} > P_{\max} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- $P_{\max} = 1,22 \text{ kip}$  ( tarik )

$$A_{\text{perlu}} = \frac{1,22}{0,55 \times 36} = 0,062$$

$$A_{g\text{perlu}} \geq \frac{0,062}{0,85} = 0,073$$

Coba profil 2L 65x65x7 ( tabel baja )

$$A_g = 8,7 \times 2 = 17,4 \text{ cm}^2 = 2,697 \text{ in}^2$$

$$\phi T_n = \phi F_y A_g = 0,9 \cdot 36 \cdot 2,697 = 87,383 \text{ Kips ( menentukan )}$$

$$\phi T_n = \phi F_u A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 2,447 = 106,44 \text{ Kips}$$

$$\phi T_n = 87,383 \text{ Kips} > P_{\text{max}} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

b. Rangka Jembatan Single Warren

1. Batang atas

$$\text{Panjang} = 3 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = -209,67 \text{ kip}$$

$$r_{\text{min}} = 300 / 120 = 2,5$$

Coba profil 2L 160x160x15 ( tabel baja )

$$A_g = 46,1 \times 2 = 92,2 \text{ cm}^2 = 14 \text{ 291 in}^2$$

$$r_x = 4,88 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{118,11}{\pi \cdot 1,921} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,69$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 0,69^2 = 0,476$$

$$F_{cr} = 0,66^{\lambda} F_y = 0,66^{\lambda} \cdot 36 = 29,54 \text{ Ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 29,54 \cdot 14,291 = 422,156 \text{ Kips} > P_{\text{max}} \dots \dots \dots \text{OK}$$

2. Batang bawah

$$\text{Panjang} = 3 \text{ m}$$

$$P_{\max} = 206,382 \text{ kip}$$

$$r_{\min} = 300 / 200 = 1,5$$

$$A_{\text{perlu}} = \frac{206,382}{0,55 \times 36} = 10,423 \text{ in}^2$$

$$A_{g \text{ perlu}} \geq 10,423 / 0,85 = 12,262 \text{ in}^2$$

Coba profil 2L 140x140x15 ( tabel baja )

$$A_g = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2 = 12,4 \text{ in}^2$$

$$\phi T_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g = 0,9 \cdot 36 \cdot 12,4 = 401,76 \text{ Kips ( menentukan )}$$

$$\phi T_n = \phi \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 12,15 = 528,525 \text{ Kips}$$

$$\phi T_n = 401,76 \text{ Kips} > P_{\max} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

3. Batang diagonal

$$\text{Panjang} = 3,55 \text{ m}$$

$$P_{\max} = -141,471 \text{ kip ( tekan )}$$

$$r_{\min} = 355 / 120 = 2,96$$

Coba profil 2L 140x140x15 ( tabel baja )

$$A_g = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2 = 12,4 \text{ in}^2$$

$$r_x = 4,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{139,76}{\pi \cdot 1,673} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,937$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 0,937^2 = 0,878$$

$$F_{cr} = 0,66^{\lambda} \cdot F_y = 0,66^{\lambda} \cdot 36 = 24,996 \text{ Ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 24,996 \cdot 12,4 = 309,95 \text{ Kips} > P_{\max} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- $P_{\max} = 139,491 \text{ kip (tarik)}$

$$r_{\min} = 355 / 200 = 1,78$$

$$A_{\text{perlu}} = \frac{139,49}{0,55 \cdot 36} = 7,045 \text{ in}^2$$

$$A_{g\text{perlu}} \geq 7,045 / 0,85 = 8,25 \text{ in}^2$$

Coba profil 2L 140x140x15

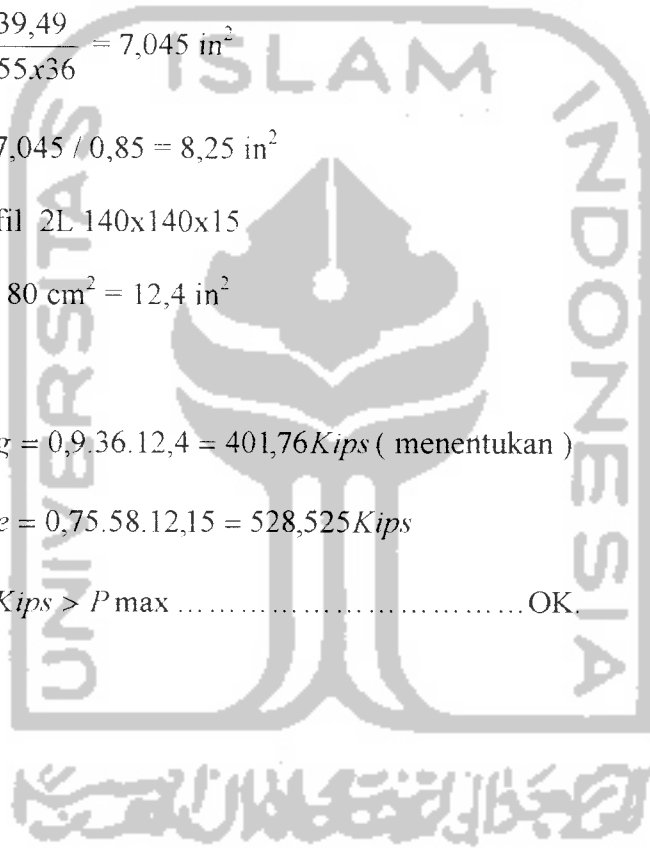
$$A_g = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2 = 12,4 \text{ in}^2$$

$$r_x = 4,25 \text{ cm}$$

$$\phi T_n = \phi \cdot F_y \cdot A_g = 0,9 \cdot 36 \cdot 12,4 = 401,76 \text{ Kips (menentukan)}$$

$$\phi T_n = \phi \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 12,15 = 528,525 \text{ Kips}$$

$$\phi T_n = 401,76 \text{ Kips} > P_{\max} \dots\dots\dots \text{OK}$$



## 2. Menentukan Dimensi Batang Model

Dalam penentuan dimensi batang uji digunakan perbandingan skala kelangsingan :

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{\text{prototipe}} = \left(\frac{L}{r}\right)_{\text{model}}$$

### 1. Rangka Single Warren

#### a. Batang atas

$$\frac{300}{4,88} = \frac{70}{r_m} \rightarrow r_m = \frac{4,88 \times 70}{300} = 1,14 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 40 x40 x4

$$r = 1,21 \text{ cm} > 1,14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### b. Batang bawah

$$\frac{300}{4,25} = \frac{70}{r_m} \rightarrow r_m = \frac{4,25 \times 70}{300} = 0,99 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 40 x40 x4

$$r = 1,21 \text{ cm} > 0,99 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### c. Batang diagonal

$$\frac{355}{4,25} = \frac{82,7}{r_m} \rightarrow r_m = \frac{4,25 \times 82,7}{355} = 0,99 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 40 x40 x4

$$r = 1,21 \text{ cm} > 0,99 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 2. Rangka Callender Hamilton

#### a. Batang atas

$$\frac{300}{5,51} = \frac{70}{r_m} \rightarrow r_m = \frac{5,51 \times 70}{300} = 1,286 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 50 x 50 x 5

$$r = 1,51 \text{ cm} > 1,286 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

b. Batang bawah

$$\frac{600}{4,56} = \frac{140}{r_m} \longrightarrow r_m = \frac{4,56 \times 140}{600} = 1,06 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 40 x 40 x 4

$$r = 1,21 \text{ cm} > 1,06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

c. Batang diagonal

$$\frac{440}{4,56} = \frac{103}{r_m} \longrightarrow r_m = \frac{4,56 \times 103}{440} = 1,067 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 40 x 40 x 4

$$r = 1,21 \text{ cm} > 1,067 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

d. Batang sekunder

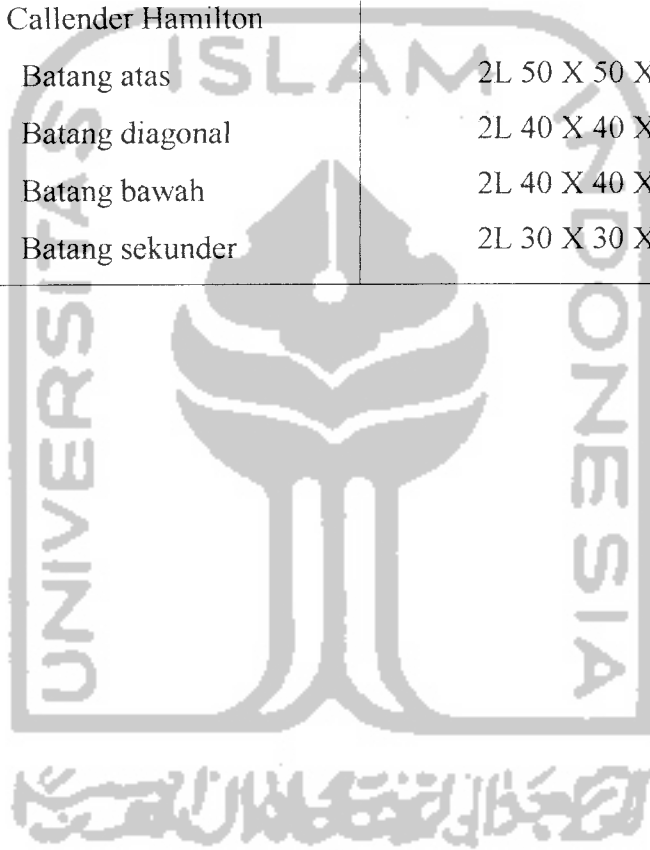
$$\frac{220}{1,96} = \frac{52}{r_m} \longrightarrow r_m = \frac{1,96 \times 52}{220} = 0,463 \text{ cm}$$

Dipakai profil 2L 30 x 30 x 3

$$r = 0,9 \text{ cm} > 0,463 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

Tabel 1.1 ukuran profil tiap batang

Rangka jembatan	Ukuran profil
Single Warren <ul style="list-style-type: none"> <li>• Batang atas</li> <li>• Batang diagonal</li> <li>• Batang bawah</li> </ul>	2L 40 X 40 X 4 2L 40 X 40 X 4 2L 40 X 40 X 4
Callender Hamilton <ul style="list-style-type: none"> <li>• Batang atas</li> <li>• Batang diagonal</li> <li>• Batang bawah</li> <li>• Batang sekunder</li> </ul>	2L 50 X 50 X 5 2L 40 X 40 X 4 2L 40 X 40 X 4 2L 30 X 30 X 3





## II. Perhitungan kelangsingan dan beban kritis batang

Syarat kelangsingan yang digunakan :

$$\frac{KL}{r} \leq 120 \quad \text{untuk batang desak}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad \text{untuk batang tarik}$$

Beban kritis  $P_{cr}$  dihitung dengan rumus :

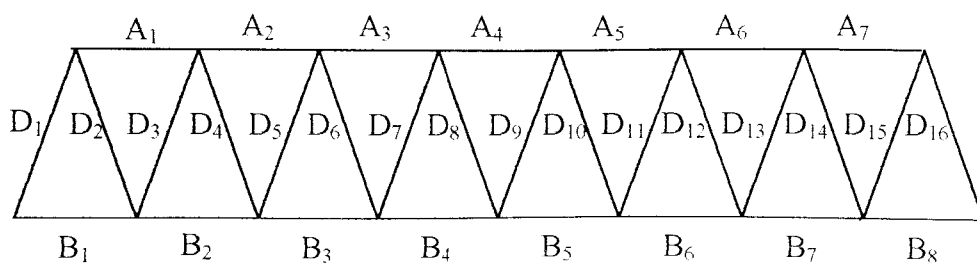
$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A$$

$$F_{cr} = 0,66 \lambda^2 F_y \quad \text{untuk } \lambda < 2,25$$

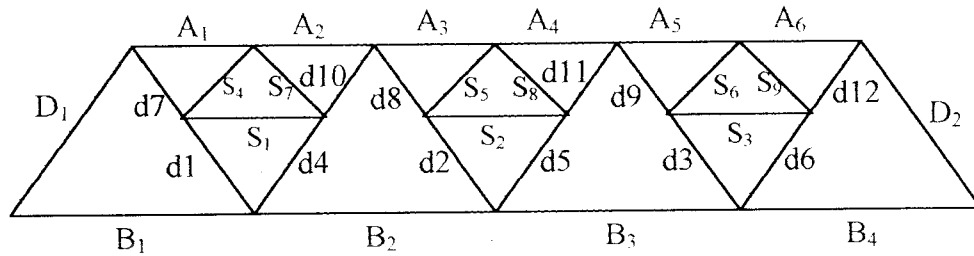
$$F_{cr} = \frac{0,88 F_y}{\lambda} \quad \text{untuk } \lambda \geq 2,25$$

$$\lambda = \lambda_c^2$$

$$\lambda_c = \left( \frac{KL}{\pi r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$



Gambar 2.1 Elemen-elemen rangka batang Single Warren



Gambar 2.2 Elemen-elemen rangka batang Callender Hamilton

Contoh perhitungan beban kritis dengan profil 40x40x4 dengan panjang 70 cm :

- Kelangsingan :

$$\lambda = \frac{1.70}{1.21} = 57.85 \leq 120$$

- Beban kritis

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.27,559}{\pi \cdot 0,4764} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,649$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 0,4213 < 2,25$$

$$F_{cr} = 0,66^\lambda \cdot F_y = 0,66^{0,4213} \cdot 36 = 29,0294 \text{ Ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 29,0294 \cdot 1,017 = 29,52 \text{ Kips} = 13132,67 \text{ Kg}$$

Tabel 2.1. Perhitungan Kelangsingan dan beban kritis masing-masing batang rangka Single Warren

Batang	Profil	$\lambda$	P kritis (Kg)
A1-A7	2L 40x40x4	57,85	13132,67
B1-B8	2L 40x40x4	57,85	13132,67
D1-D16	2L 40x40x4	68,60	12745,02

Tabel 2.2. Perhitungan kelangsingan dan beban kritis masing-masing batang rangka Callender Hamilton

Batang	Profil	$\lambda$	P kritis (Kg)
A1-A6	2L 50x50x5	46,36	18903,61
B1-B4	2L 40x40x4	115,70	12695,71
D1-D2	2L 40x40x4	85,124	11148,60
d1-d12	2L 40x40x4	42,56	13302,33
S1-S9	2L 30x30x3	77,78	1872,43

\* Perhitungan SAP 90

Dari perhitungan numeris rangka jembatan dengan menggunakan program SAP 90 didapat besarnya gaya aksial yang terjadi pada setiap batang untuk merencanakan jumlah baut :

Tabel 2.3. Perbandingan beban kritis batang dengan beban aksial yang terjadi hasil perhitungan SAP 90 pada rangka Single Warren

Batang	P kritis (Kg)	P aksial (Kg)
A1-A7	13132,67	14679,34
B1-B8	13132,67	14678,33
D1-D16	12745,02	8329,00

Keterangan: perhitungan SAP 90 menggunakan beban 9000 Kg

Tabel 2.4. Perbandingan beban kritis batang dengan beban aksial yang terjadi hasil perhitungan SAP 90 pada rangka Callender Hamilton

Batang	P kritis (Kg)	P aksial (Kg)
A1-A6	18903,61	19551,56
B1-B4	12695,71	19526,11
D1-D2	11148,60	9558,73
d1-d12	13302,33	9558,73
S1-S9	1872,43	120,23

Keterangan: perhitungan SAP 90 menggunakan beban 14000 Kg

### III. Perhitungan Sambungan

#### 1. Batang tekan

Syarat kelangsingan yang digunakan :

$$\text{Kelangsingan } \lambda_c = \frac{K.L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Beban kritik

$$F_{cr} = 0,66^2 F_y \quad (\text{ untuk kolom pendek } \lambda < 2,25 )$$

$$F_{cr} = \frac{0,88.F_y}{\lambda} \quad (\text{ untuk kolom panjang } \lambda \geq 2,25 )$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A$$

$$\text{Kuat geser baut : } \phi R_n = \phi (0,6.F_y^b) m.A_b$$

$$\text{Kuat tumpu baut : } \phi R_n = \phi (2,4.F_v.d.t)$$

$$\text{Jumlah baut : } n = \frac{P_{cr}}{\text{kekuatan baut}}$$

#### 2. Batang tarik

Kekuatan batang tarik

$$\text{a. } \phi_t T_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g$$

$$\text{b. } \phi_t T_n = \phi_t \cdot F_v \cdot A_e$$

$$\text{Kuat geser baut : } \phi R_n = \phi (0,6.F_y^b) m.A_b$$

$$\text{Kuat tumpu baut : } \phi R_n = \phi (2,4.F_v.d.t)$$

$$\text{Jumlah baut : } n = \frac{P_{tarik}}{\text{kekuatan baut}}$$

Contoh perhitungan jumlah baut dengan profil 2L 40X40X4 pada rangka Single Warren

Sambungan menggunakan baut  $\phi \frac{1}{2}$  in dan  $\phi \frac{3}{8}$  in, tebal plat sambung 5 mm, mutu baja  $F_y = 36$  ksi,  $F_v = 58$  ksi.

a. Batang atas ( tekan )

Profil 2L 40 x 40 x 4

$$\text{Kelangsingan } \lambda_c = \frac{K.L}{\pi.r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.27,559}{\pi \cdot 0,4764} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,649$$

$$\lambda = \lambda_c^2 = 0,4213 < 2,25 \text{ ( kolom sedang )}$$

$$F_{cr} = 0,66^\lambda F_y = 0,66^{0,4213} 36 = 29,0294 \text{ ksi}$$

$$P_{cr} = F_{cr} \cdot A = 29,0294 \cdot 0,955 = 27,717 \text{ kips}$$

Sambungan menggunakan baut  $\frac{1}{2}$  in dan tebal plat sambung 5 mm

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0,6 F_v^b) m \cdot A_b \\ &= 0,65 (0,6 \cdot 120) 2 \cdot 0,196 = 18,345 \text{ kip / baut} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (2,4 F_v d t) \\ &= 0,65 (2,4 \cdot 58 \cdot 0,5 \cdot 0,315) = 16,443 \text{ kip/baut ( kontrol )} \end{aligned}$$

$$\text{Batang jumlah baut : } n = \frac{27,717}{16,443} = 1,685 \approx 2 \text{ baut.}$$

2. Batang bawah ( tarik )

Profil 2L 40 x 40 x 4

Kekuatan batang tarik

$$c. \quad \phi T_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot 0,955 = 30,936 \text{ kips}$$

$$d. \quad \phi T_n = \phi_t \cdot F_v \cdot A_e$$

$$= 0,75 \cdot 58 ( 0,85 \cdot 0,759 ) = 28,064 \text{ kips}$$

Sambungan menggunakan baut  $\frac{1}{2}$  in, tebal plat sambung 5 mm

$$\text{Jumlah baut : } n = \frac{28,064}{16,443} = 1,702 \approx 2 \text{ baut.}$$

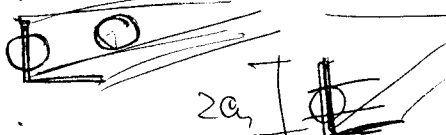


CATATAN KONSULTASI TUGAS AKHIR

NO.	TANGGAL	CATATAN KONSULTASI	TANDA TANGAN
-----	---------	--------------------	--------------

4/4/01 → Dibuatkan Model benda uji.

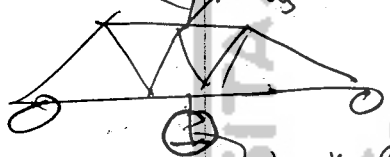
$1a_1 = 2,59$   
 $= 0,56a_1$



$2a_1$

9/4/01 \* Ches bentang di Lab.  
 \* Pbaut sesuai p bentang!

10/4/01 → Konfirmasi dengan.  
 Fungsi/kegunaan fungsi lendutan.



Pgeser kritis baut = ? 11/4/01 → gambar detail samb.  
 12/4/01 → di palai sambungan lab.

di seminar proposal

21/9/01 Perbaiki p

29/9/01 Perbaiki p

4/10/01 Perbaiki p

8/10/01 Dilanjutkan PPT

Contoh teori  
 sidang ppt di laboanab. 23/10-2007

Perbaikan pasca sidang di anggap selesai.  
 Boleh pendadaran. 9/11-2007





# LAMPIRAN III

Tabel Hasil pengujian kuat tarik baja

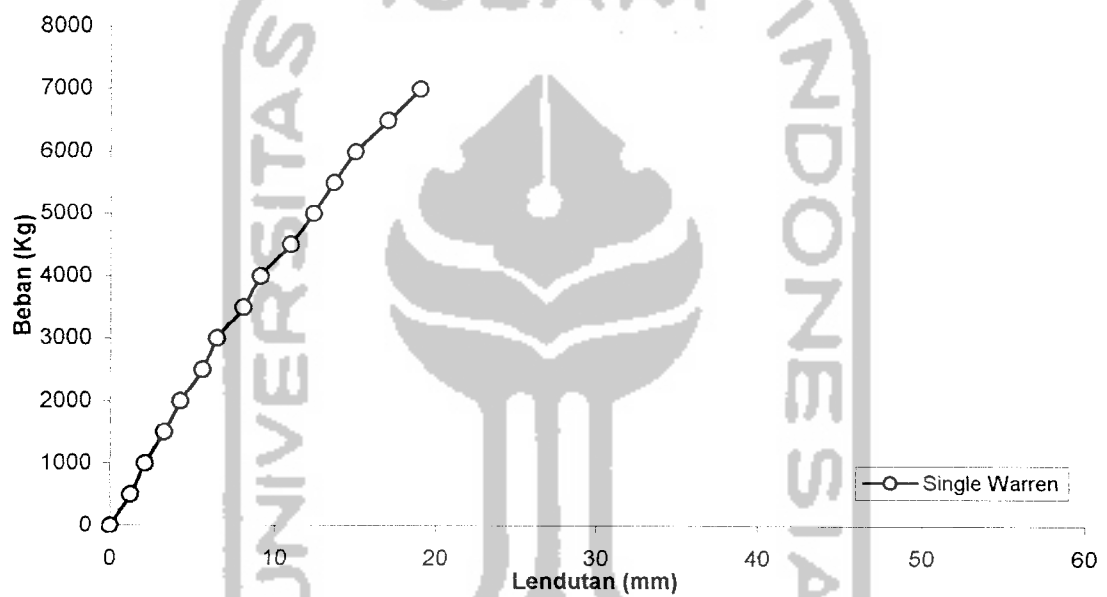
No	Sampel	Kuat leleh (Fy )	Kuat tarik ( Fu)
1	Sampel I	321,4 Mpa	417,9 Mpa
2	Sampel II	314,7 Mpa	410 Mpa
Rata-rata		318,05 Mpa	413.95 Mpa

Tabel Hasil pengujian kuat geser baut

No	Sampel	Kuat geser ( $\sigma_{grs}$ )
1	Sampel I	300,8 Mpa
2	Sampel II	327,3 Mpa
Rata-rata		314,05 Mpa

Tabel Hubungan Beban-Lendutan Hasil Pengujian Struktur Rangka Jembatan  
Single Warren

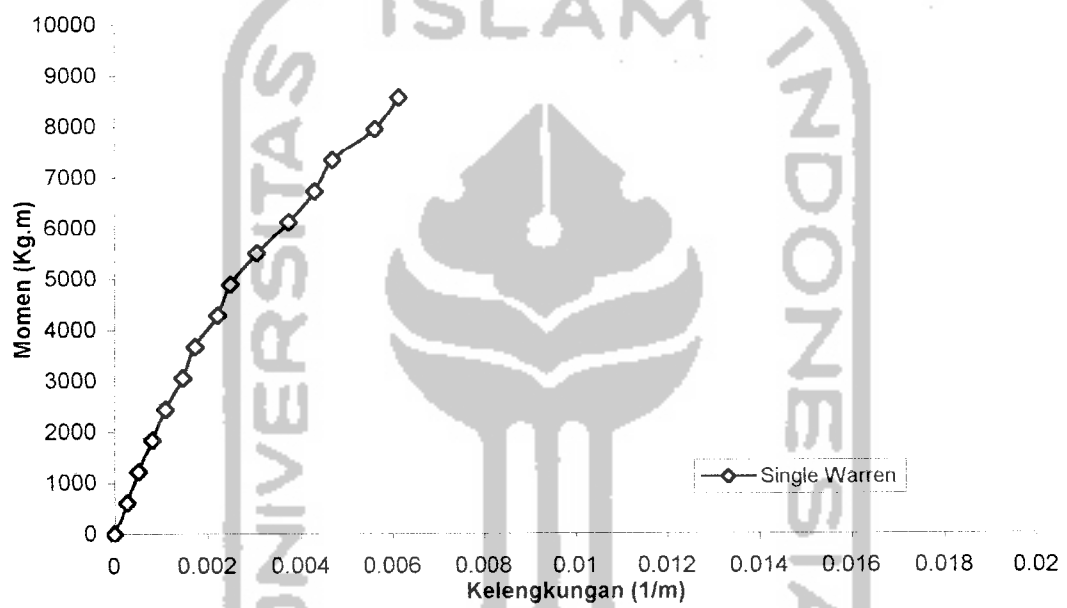
Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
0	0	0	0
500	1.02	1.23	0.9
1000	1.69	2.09	1.48
1500	2.63	3.27	2.32
2000	3.39	4.24	2.95
2500	4.46	5.59	3.83
3000	5.1	6.44	4.4
3500	6.33	8.07	5.47
4000	7.08	9.08	6.22
4500	8.35	10.92	7.52
5000	9.3	12.32	8.03
5500	10.05	13.59	8.75
6000	11.12	14.94	9.6
6500	12.25	16.96	10.71
7000	13.85	18.92	12.01



Grafiing Hubungan Beban-Lendutan Hasil Pengujian Struktur Rangka Single Warren

Tabel Hubungan Momen-kelengkungan Hasil Pengujian Struktur Rangka  
Jembatan Single Warren

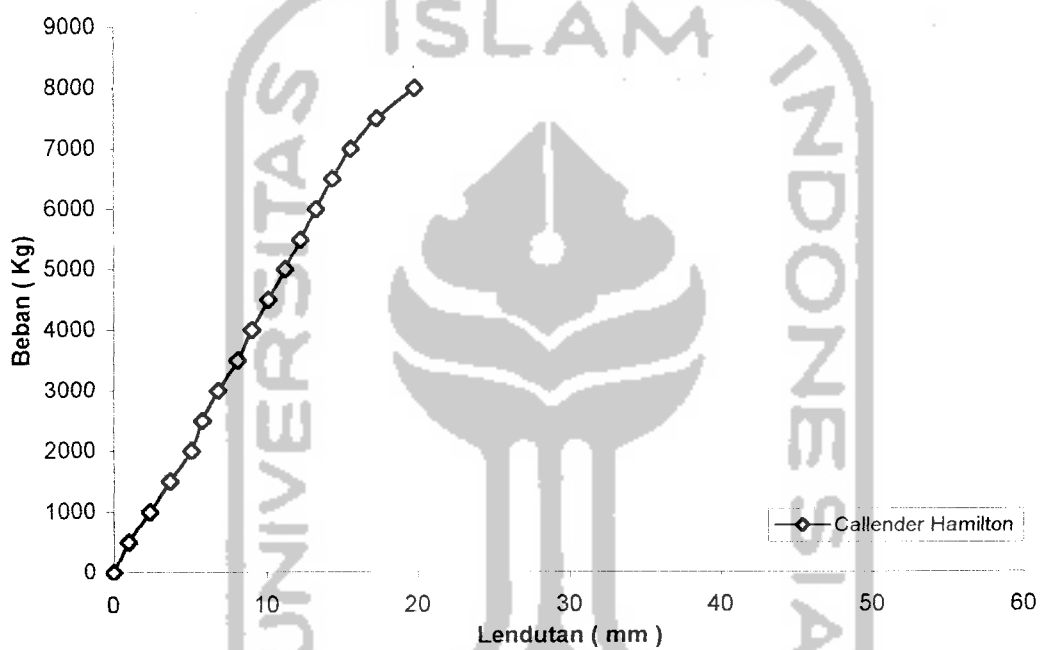
Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
0	0	0	0	0	0
500	1.02	1.23	0.9	612.5	0.00027551
1000	1.69	2.09	1.48	1225	0.000515306
1500	2.63	3.27	2.32	1837.5	0.000811224
2000	3.39	4.24	2.95	2450	0.001091837
2500	4.46	5.59	3.83	3062.5	0.00147449
3000	5.1	6.44	4.4	3675	0.00172449
3500	6.33	8.07	5.47	4287.5	0.002214286
4000	7.08	9.08	6.22	4900	0.002479592
4500	8.35	10.92	7.52	5512.5	0.003045918
5000	9.3	12.32	8.03	6125	0.003729592
5500	10.05	13.59	8.75	6737.5	0.00427551
6000	11.12	14.94	9.6	7350	0.004673469
6500	12.25	16.96	10.71	7962.5	0.005591837
7000	13.85	18.92	12.01	8575	0.006112245



Grafik Momen –Kelengkungan Hasil Pengujian Struktur Rangka Jembatan  
Single Warren

Tabel Hubungan Beban-Lendutan Hasil Pengujian Struktur Rangka Jembatan  
Callender Hamilton

Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)
0	0	0	0
500	0.82	0.96	0.68
1000	1.96	2.36	1.79
1500	3.03	3.7	2.9
2000	4.08	5.09	3.94
2500	4.66	5.8	4.54
3000	5.41	6.85	5.33
3500	6.4	8.13	6.42
4000	7.05	9.05	7.09
4500	7.82	10.1	7.84
5000	8.55	11.2	8.67
5500	9.27	12.2	9.36
6000	10.03	13.25	10.18
6500	10.1	14.3	10.92
7000	10.5	15.5	11.12
7500	11.1	17.23	12.13
8000	12.8	19.73	14.39



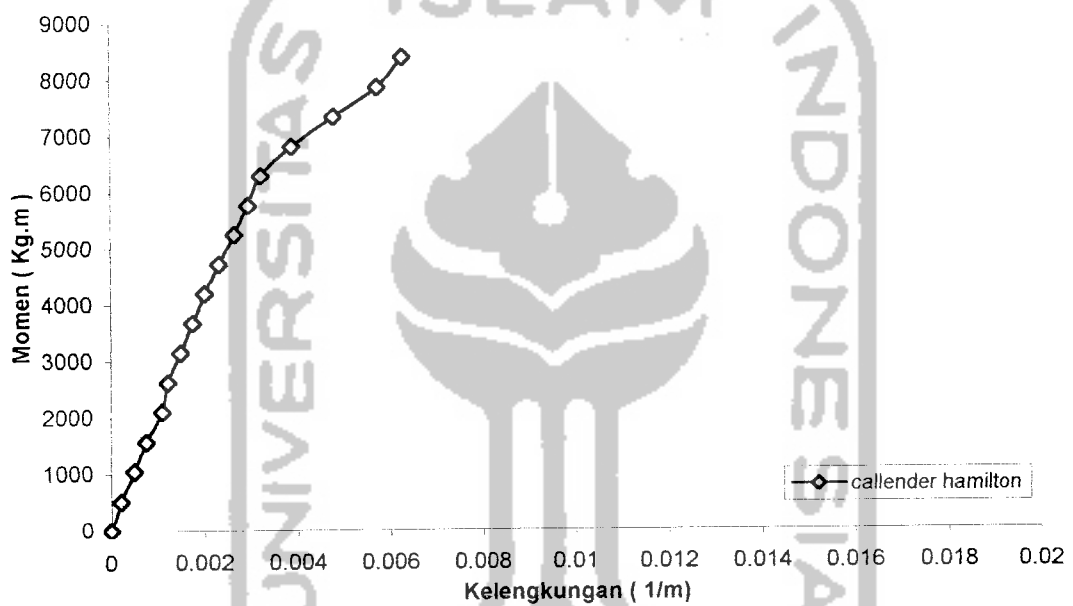
Grafik Hubungan Beban-Lendutan Hasil Pengujian Struktur Rangka Jembatan

Callender Hamilton

Tabel Hubungan Momen-kelengkungan Hasil Pengujian Struktur Rangka  
Jembatan Callender Hamilton

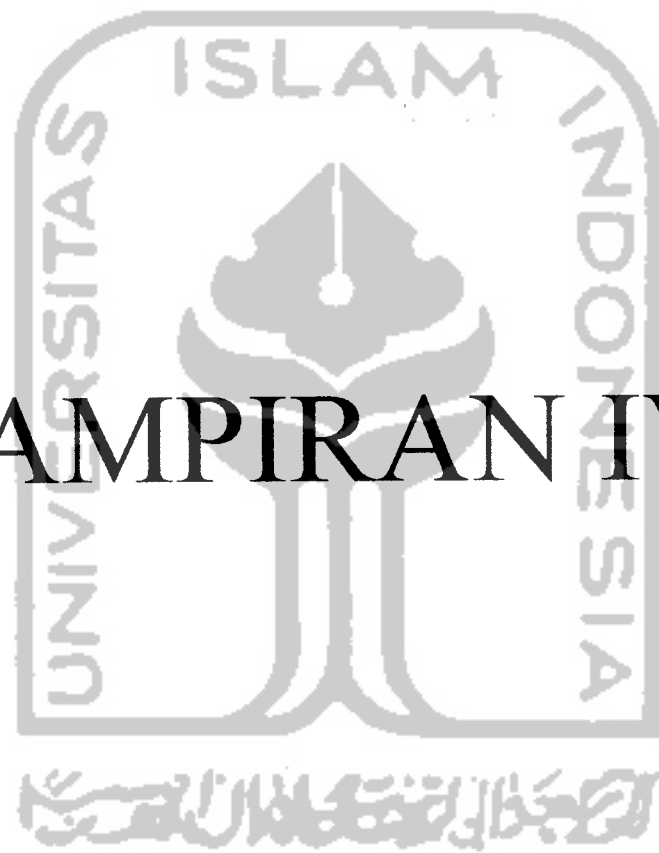
Beban ( kg )	Lendutan I Dial 1 (mm)	Lendutan II Dial 2 (mm)	Lendutan III Dial 3 (mm)	Momen (kg.m)	Kelengkungan (1/m)
0	0	0	0	0	0
500	0.82	0.96	0.68	525	0.000214286
1000	1.96	2.36	1.79	1050	0.000494898
1500	3.03	3.7	2.9	1575	0.00075
2000	4.08	5.09	3.94	2100	0.001102041
2500	4.66	5.8	4.54	2625	0.00122449
3000	5.41	6.85	5.33	3150	0.001510204
3500	6.4	8.13	6.42	3675	0.001755102
4000	7.05	9.05	7.09	4200	0.002020408
4500	7.82	10.1	7.84	4725	0.002316327
5000	8.55	11.2	8.67	5250	0.002642857
5500	9.27	12.2	9.36	5775	0.002943878
6000	10.03	13.25	10.18	6300	0.003209184
6500	10.1	14.3	10.92	6825	0.003867347
7000	10.5	15.5	11.12	7350	0.004785714
7500	11.1	17.23	12.13	7875	0.005729592
8000	12.8	19.73	14.39	8400	0.006260204





Grafik Momen –Kelengkungan Hasil Pengujian Struktur Rangka Jembatan  
Callender Hamilton

# LAMPIRAN IV





SINGLE WEREN  
C SATUAN KG-CM

SYSTEM  
L=1

JOINTS  
1 X=0 Y=0  
9 X=560 Y=0 G=1,9,1,1  
10 X=35 Y=75  
17 X=525 Y=75 G=10,17,1,1

RESTRAINTS  
1,17,1 R=0,0,1,1,1,0  
1 R=1,1,1,1,1,0  
9 R=0,1,1,1,1,0

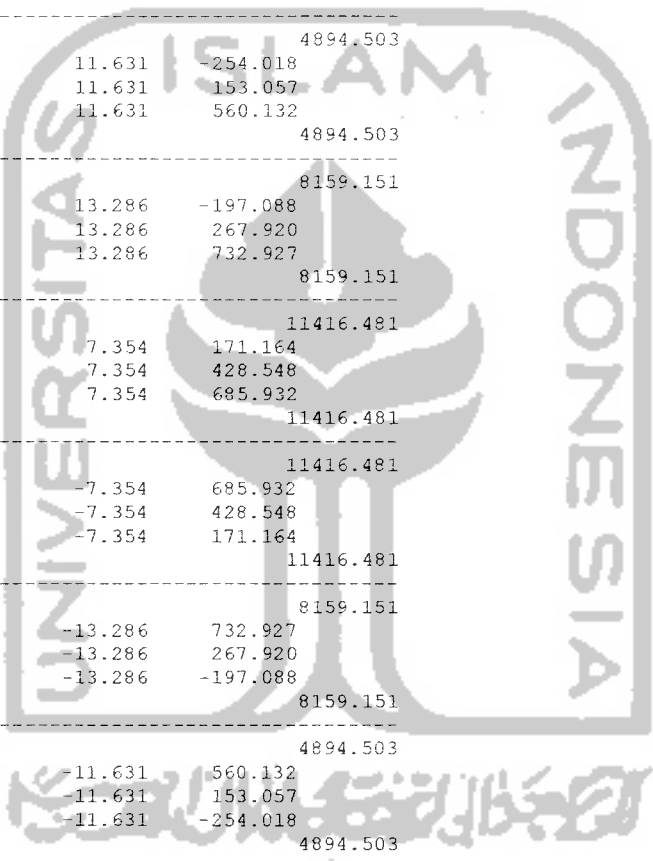
FRAME  
NM=1 NSEC=3  
C DATA MATERIAL  
1 SH=T T=3.48,7.56,0.26,0.52 E=2.1E+6  
C DATA ELEMEN  
1,1,2 M=1 LP=1,0  
2,2,3 M=1 LP=1,0  
3,3,4 M=1 LP=1,0  
4,4,5 M=1 LP=1,0  
5,5,6 M=1 LP=1,0  
6,6,7 M=1 LP=1,0  
7,7,8 M=1 LP=1,0  
8,8,9 M=1 LP=1,0  
9,10,11 M=1 LP=1,0  
10,11,12 M=1 LP=1,0  
11,12,13 M=1 LP=1,0  
12,13,14 M=1 LP=1,0  
13,14,15 M=1 LP=1,0  
14,15,16 M=1 LP=1,0  
15,16,17 M=1 LP=1,0  
16,1,10 M=1 LP=1,0 G=7,1,1,1  
24,2,10 M=1 LP=1,0 G=7,1,1,1

LOADS  
13,14,1 F=0,-3500,0



SINGLE WEREN

FRAME	ELEMENT	FORCES		1-2 PLANE		AXIAL	1-3 PLANE		AXIAL
ELT LOAD	DIST					FORCE			TORQ
ID COND	ENDI	SHEAR	MOMENT				SHEAR	MOMENT	
1 -----									
1	0.000					1635.522			
	0.000	10.956	-327.395						
	35.000	10.956	56.069						
	70.000	10.956	439.532						
	70.000					1635.522			
2 -----									
1	0.000					4894.503			
	0.000	11.631	-254.018						
	35.000	11.631	153.057						
	70.000	11.631	560.132						
	70.000					4894.503			
3 -----									
1	0.000					8159.151			
	0.000	13.286	-197.088						
	35.000	13.286	267.920						
	70.000	13.286	732.927						
	70.000					8159.151			
4 -----									
1	0.000					11416.481			
	0.000	7.354	171.164						
	35.000	7.354	428.548						
	70.000	7.354	685.932						
	70.000					11416.481			
5 -----									
1	0.000					11416.481			
	0.000	-7.354	685.932						
	35.000	-7.354	428.548						
	70.000	-7.354	171.164						
	70.000					11416.481			
6 -----									
1	0.000					8159.151			
	0.000	-13.286	732.927						
	35.000	-13.286	267.920						
	70.000	-13.286	-197.088						
	70.000					8159.151			
7 -----									
1	0.000					4894.503			
	0.000	-11.631	560.132						
	35.000	-11.631	153.057						
	70.000	-11.631	-254.018						
	70.000					4894.503			
8 -----									
1	0.000					1635.522			
	0.000	-10.956	439.532						
	35.000	-10.956	56.069						
	70.000	-10.956	-327.395						
	70.000					1635.522			
9 -----									
1	0.000					-3263.630			
	0.000	15.092	-473.927						
	35.000	15.092	54.288						
	70.000	15.092	582.503						
	70.000					-3263.630			
10 -----									
1	0.000					-6527.113			
	0.000	10.985	-186.827						
	35.000	10.985	197.649						
	70.000	10.985	582.124						



		70.000		-6527.113
11		-----		
	1	0.000		-9788.152
		0.000	15.041	-174.293
		35.000	15.041	352.145
		70.000	15.041	878.583
		70.000		-9788.152
12		-----		
	1	0.000		-11417.254
		0.000	0.000	476.294
		35.000	0.000	476.294
		70.000	0.000	476.294
		70.000		-11417.254
13		-----		
	1	0.000		-9788.152
		0.000	-15.041	878.583
		35.000	-15.041	352.145
		70.000	-15.041	-174.293
		70.000		-9788.152
14		-----		
	1	0.000		-6527.113
		0.000	-10.985	582.124
		35.000	-10.985	197.649
		70.000	-10.985	-186.827
		70.000		-6527.113
15		-----		
	1	0.000		-3263.630
		0.000	-15.092	582.503
		35.000	-15.092	54.288
		70.000	-15.092	-473.927
		70.000		-3263.630
16		-----		
	1	0.000		-3853.351
		0.000	-6.616	327.395
		41.382	-6.616	53.592
		82.765	-6.616	-220.211
		82.765		-3853.351
17		-----		
	1	0.000		-3837.098
		0.000	-9.072	427.494
		41.382	-9.072	52.086
		82.765	-9.072	-323.322
		82.765		-3837.098
18		-----		
	1	0.000		-3839.812
		0.000	-9.089	465.943
		41.382	-9.089	89.800
		82.765	-9.089	-286.343
		82.765		-3839.812
19		-----		
	1	0.000		-3839.944
		0.000	-4.936	365.287
		41.382	-4.936	161.036
		82.765	-4.936	-43.216
		82.765		-3839.944
20		-----		
	1	0.000		-6.337
		0.000	3.810	43.762
		41.382	3.810	201.418
		82.765	3.810	359.074
		82.765		-6.337
21		-----		
	1	0.000		3834.853

		0.000	8.054	-196.476	
		41.382	8.054	136.799	
		82.765	8.054	470.073	
		82.765			3834.853
22	-----				
	1	0.000			3841.554
		0.000	8.908	-291.277	
		41.382	8.908	77.365	
		82.765	8.908	446.008	
		82.765			3841.554
23	-----				
	1	0.000			3836.540
		0.000	6.280	-266.056	
		41.382	6.280	6.170	
		82.765	6.280	253.715	
		82.765			3836.540
24	-----				
	1	0.000			3836.540
		0.000	-6.280	266.056	
		41.382	-6.280	6.170	
		82.765	-6.280	-253.715	
		82.765			3836.540
25	-----				
	1	0.000			3841.554
		0.000	-8.908	291.277	
		41.382	-8.908	-77.365	
		82.765	-8.908	-446.008	
		82.765			3841.554
26	-----				
	1	0.000			3834.853
		0.000	-8.054	196.476	
		41.382	-8.054	-136.799	
		82.765	-8.054	-470.073	
		82.765			3834.853
27	-----				
	1	0.000			-6.337
		0.000	-3.810	-43.762	
		41.382	-3.810	-201.418	
		82.765	-3.810	-359.074	
		82.765			-6.337
28	-----				
	1	0.000			-3839.944
		0.000	4.936	-365.287	
		41.382	4.936	-161.036	
		82.765	4.936	43.216	
		82.765			-3839.944
29	-----				
	1	0.000			-3839.812
		0.000	9.089	-465.943	
		41.382	9.089	-89.800	
		82.765	9.089	286.343	
		82.765			-3839.812
30	-----				
	1	0.000			-3837.098
		0.000	9.072	-427.494	
		41.382	9.072	-52.086	
		82.765	9.072	323.322	
		82.765			-3837.098
31	-----				
	1	0.000			-3853.351
		0.000	6.616	-327.395	
		41.382	6.616	-53.592	
		82.765	6.616	220.211	
		82.765			-3853.351

frame2d  
PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:single.SOL  
SINGLE WEREN

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

LOAD CONDITION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

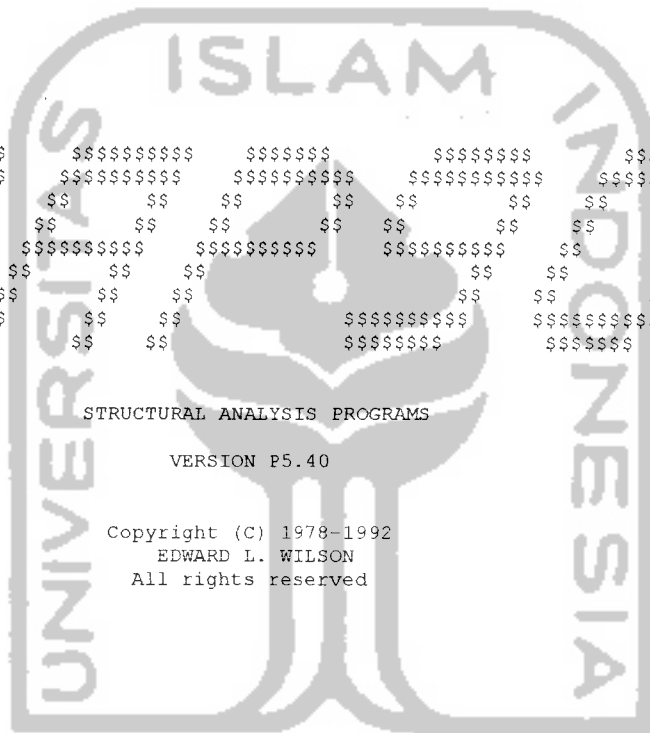
JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	0.000000	0.000000	-0.007195
2	0.014977	-0.524150	-0.006750
3	0.059799	-0.992366	-0.005534
4	0.134516	-1.348961	-0.003405
5	0.239063	-1.492347	0.000000
6	0.343609	-1.348961	0.003405
7	0.418327	-0.992366	0.005534
8	0.463148	-0.524150	0.006750
9	0.478126	0.000000	0.007195
10	0.470634	-0.265670	-0.006692
11	0.440747	-0.768690	-0.006261
12	0.380975	-1.188127	-0.004690
13	0.291340	-1.468027	-0.001892
14	0.186786	-1.468027	0.001892
15	0.097151	-1.188127	0.004690
16	0.037379	-0.768690	0.006261
17	0.007492	-0.265670	0.006692

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S  
LOAD CONDITION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	0.0000	3500.0000	0.0000
2	0.9322E-11	0.2274E-11	0.0000E+00
3	0.1364E-11	0.2319E-10	0.0000E+00
4	-0.2501E-11	-0.1364E-11	-0.3325E-11
5	-0.5482E-11	-0.1063E-10	-0.2068E-11
6	-0.4547E-11	-0.3183E-11	-0.1194E-11
7	0.1023E-10	0.1819E-10	0.0000E+00
8	-0.1364E-11	0.8640E-11	-0.1990E-11
9	0.0000	3500.0000	0.0000
10	-0.1592E-10	0.1364E-11	-0.3752E-11
11	0.0000E+00	-0.1228E-10	0.0000E+00
12	0.0000E+00	-0.5093E-10	-0.2387E-11
13	0.0000	-3500.0000	0.0000
14	0.0000	-3500.0000	0.0000
15	-0.4320E-11	-0.1091E-10	0.1023E-11
16	0.4093E-11	0.2547E-10	0.2274E-11
17	-0.4093E-11	-0.4093E-11	0.5514E-11

TOTAL -0.1115E-10 0.4547E-12 -0.3517E-11





```

$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$
$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$
$$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$
$$$          $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
$$$$$$$$$$$  $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
$$$$$$$$$$$  $$$          $$$          $$$          $$$          $$$
$$$$$$$$$$$  $$$          $$$          $$$          $$$          $$$

```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION P5.40

Copyright (C) 1978-1992  
EDWARD L. WILSON  
All rights reserved

جامعة الإسلام في إندونيسيا

CALENDER HAMILTON  
C SATUAN KG-CM

SYSTEM  
L=1

JOINTS  
1 X=0 Y=0  
5 X=560 Y=0 G=1,5,1,1  
6 X=105 Y=37.5  
11 X=455 Y=37.5 G=6,11,1,1  
12 X=70 Y=75  
18 X=490 Y=75 G=12,18,1,1

RESTRAINTS  
1,18,1 R=0,0,1,1,1,0  
1 R=1,1,1,1,1,0  
5 R=0,1,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NSEC=3

C DATA MATERIAL

1 SH=T T=4.76,9.52,0.38,0.76 E=2.1E+6  
2 SH=T T=3.48,6.96,0.26,0.52 E=2.1E+6  
3 SH=T T=2.58,5.16,0.22,0.44 E=2.1E+6

C DATA ELEMEN

1,1,2 M=1 LP=1,0  
2,2,3 M=1 LP=1,0  
3,3,4 M=1 LP=1,0  
4,4,5 M=1 LP=1,0  
5,1,12 M=2 LP=1,0  
6,2,7 M=2 LP=1,0 G=2,1,1,2  
9,2,6 M=2 LP=1,0 G=2,1,1,2  
12,5,18 M=2 LP=1,0  
13,6,12 M=2 LP=1,0 G=2,1,2,2  
16,7,14 M=2 LP=1,0 G=2,1,2,2  
13,6,12 M=2 LP=1,0 G=2,1,2,2  
19,6,13 M=2 LP=1,0 G=2,1,2,2  
22,7,13 M=2 LP=1,0 G=2,1,2,2  
25,6,7 M=3 LP=1,0  
26,8,9 M=3 LP=1,0  
27,10,11 M=3 LP=1,0  
28,12,13 M=1 LP=1,0  
29,13,14 M=1 LP=1,0  
30,14,15 M=1 LP=1,0  
31,15,16 M=1 LP=1,0  
32,16,17 M=1 LP=1,0  
33,17,18 M=1 LP=1,0

LOADS

14,16,2 F=0,-4000,0



CALENDER HAMILTON

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
1 -----								
1		0.000			3732.417			
		0.000	12.017	-405.841				
		70.000	12.017	435.331				
		140.000	12.017	1276.503				
		140.000			3732.417			
2 -----								
1		0.000			11157.775			
		0.000	10.581	-0.405				
		70.000	10.581	740.233				
		140.000	10.581	1480.871				
		140.000			11157.775			
3 -----								
1		0.000			11157.775			
		0.000	-10.581	1480.871				
		70.000	-10.581	740.233				
		140.000	-10.581	-0.405				
		140.000			11157.775			
4 -----								
1		0.000			3732.417			
		0.000	-12.017	1276.503				
		70.000	-12.017	435.331				
		140.000	-12.017	-405.841				
		140.000			3732.417			
5 -----								
1		0.000			-5462.133			
		0.000	-7.530	405.841				
		51.296	-7.530	19.597				
		102.591	-7.530	-366.646				
		102.591			-5462.133			
6 -----								
1		0.000			-5411.408			
		0.000	-19.554	554.413				
		25.648	-19.554	52.883				
		51.296	-19.554	-448.648				
		51.296			-5411.408			
7 -----								
1		0.000			-8.255			
		0.000	6.662	-116.387				
		25.648	6.662	54.473				
		51.296	6.662	225.334				
		51.296			-8.255			

CALENDER HAMILTON

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
8 -----								
1	0.000	0.000			5418.657			
		0.000	29.426	-722.495				
		25.648	29.426	32.210				
		51.296	29.426	786.915				
		51.296			5418.657			
9 -----								
1	0.000	0.000			5418.657			
		0.000	-29.426	722.495				
		25.648	-29.426	-32.210				
		51.296	-29.426	-786.915				
		51.296			5418.657			
10 -----								
1	0.000	0.000			-8.255			
		0.000	-6.662	116.387				
		25.648	-6.662	-54.473				
		51.296	-6.662	-225.334				
		51.296			-8.255			
11 -----								
1	0.000	0.000			-5411.408			
		0.000	19.554	-554.413				
		25.648	19.554	-52.883				
		51.296	19.554	448.648				
		51.296			-5411.408			
12 -----								
1	0.000	0.000			-5462.133			
		0.000	7.530	-405.841				
		51.296	7.530	-19.597				
		102.591	7.530	366.646				
		102.591			-5462.133			
13 -----								
1	0.000	0.000			5418.409			
		0.000	31.064	-1045.328				
		25.648	31.064	-248.612				
		51.296	31.064	548.104				
		51.296			5418.409			
14 -----								
1	0.000	0.000			26.053			
		0.000	4.422	-449.181				
		25.648	4.422	-335.768				
		51.296	4.422	-222.355				
		51.296			26.053			

CALENDER HAMILTON

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
-----								
15								
	1	0.000			-5398.803			
		0.000	-17.267	341.844				
		25.648	-17.267	-101.030				
		51.296	-17.267	-543.904				
		51.296			-5398.803			
-----								
16								
	1	0.000			-5398.803			
		0.000	17.267	-341.844				
		25.648	17.267	101.030				
		51.296	17.267	543.904				
		51.296			-5398.803			
-----								
17								
	1	0.000			26.053			
		0.000	-4.422	449.181				
		25.648	-4.422	335.768				
		51.296	-4.422	222.355				
		51.296			26.053			
-----								
18								
	1	0.000			5418.409			
		0.000	-31.064	1045.328				
		25.648	-31.064	249.612				
		51.296	-31.064	-548.104				
		51.296			5418.409			
-----								
19								
	1	0.000			-68.705			
		0.000	-15.277	282.360				
		25.648	-15.277	-109.472				
		51.296	-15.277	-501.304				
		51.296			-68.705			
-----								
20								
	1	0.000			-49.830			
		0.000	-5.547	196.733				
		25.648	-5.547	54.473				
		51.296	-5.547	-87.786				
		51.296			-49.830			
-----								
21								
	1	0.000			25.605			
		0.000	6.007	40.503				
		25.648	6.007	194.564				
		51.296	6.007	348.625				
		51.296			25.605			

CALENDER HAMILTON

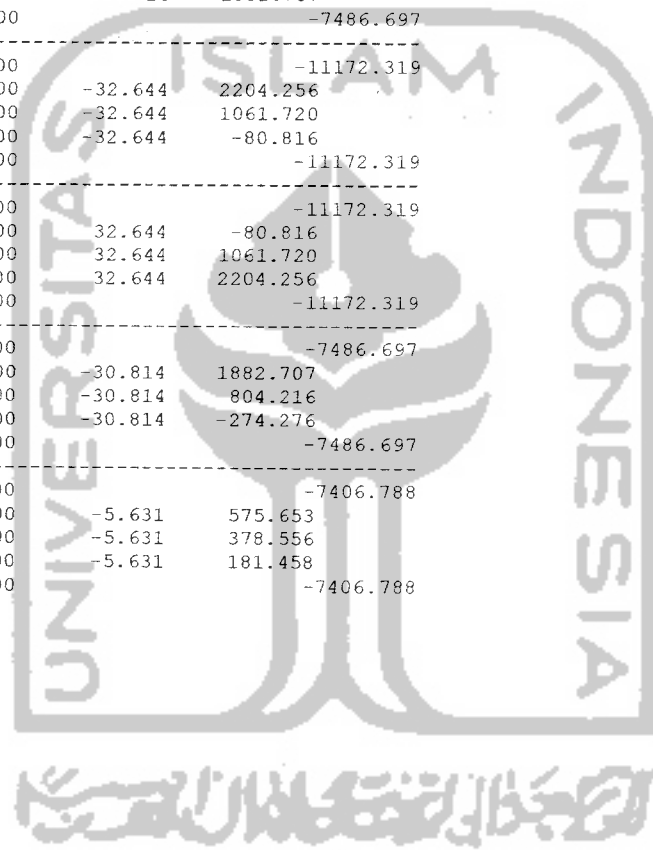
FRAME ELEMENT FORCES

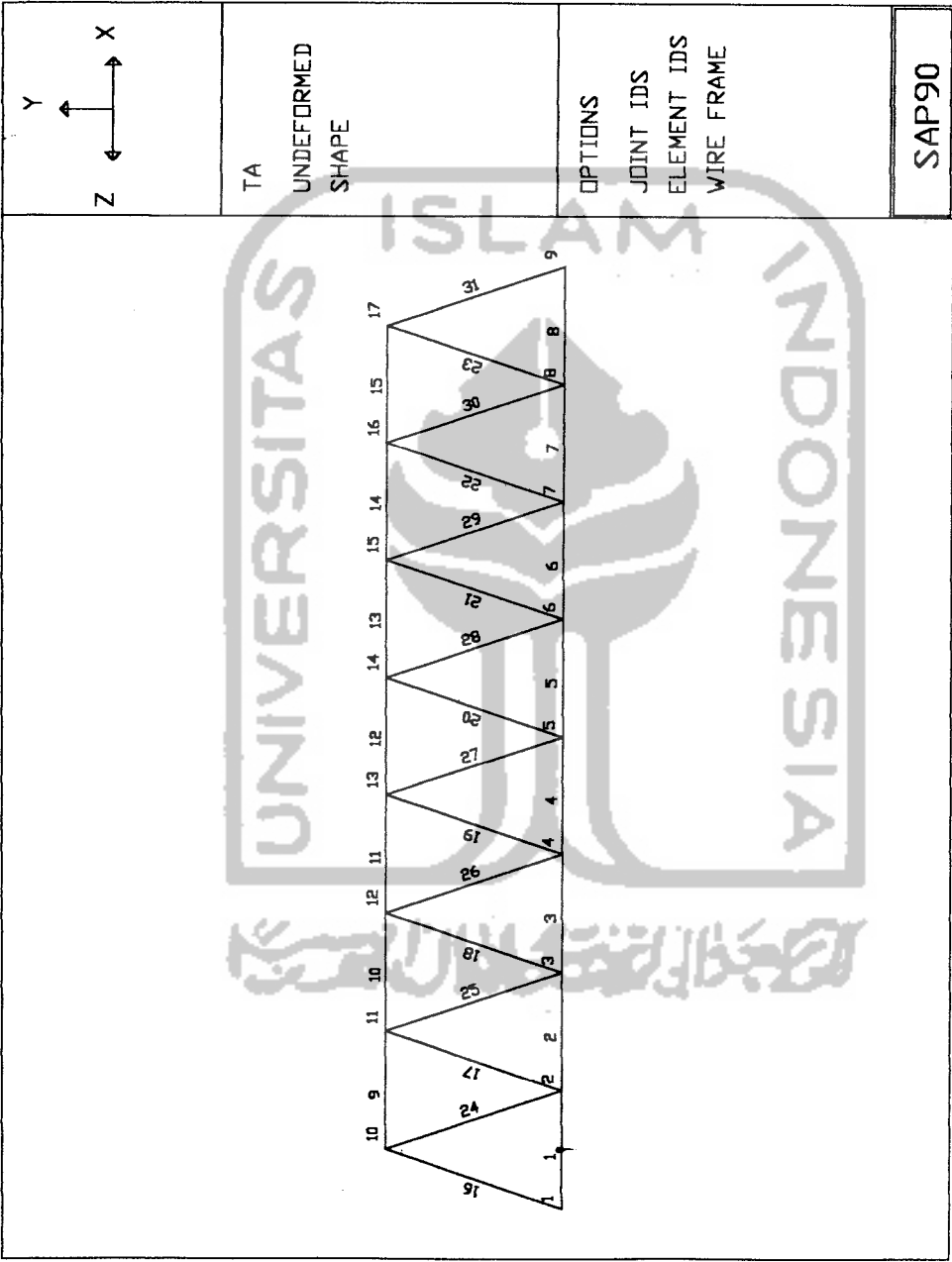
ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
22	1	0.000			25.605			
		0.000	-6.007	-40.503				
		25.648	-6.007	-194.564				
		51.296	-6.007	-348.625				
		51.296			25.605			
23	1	0.000			-49.830			
		0.000	5.547	-196.733				
		25.648	5.547	-54.473				
		51.296	5.547	87.786				
		51.296			-49.830			
24	1	0.000			-68.705			
		0.000	15.277	-282.360				
		25.648	15.277	109.472				
		51.296	15.277	501.304				
		51.296			-68.705			
25	1	0.000			13.657			
		0.000	1.289	-23.947				
		35.000	1.289	21.177				
		70.000	1.289	66.300				
		70.000			13.657			
26	1	0.000			53.361			
		0.000	0.000	27.113				
		35.000	0.000	27.113				
		70.000	0.000	27.113				
		70.000			53.361			
27	1	0.000			13.657			
		0.000	-1.289	66.300				
		35.000	-1.289	21.177				
		70.000	-1.289	-23.947				
		70.000			13.657			
28	1	0.000			-7406.788			
		0.000	5.631	181.458				
		35.000	5.631	378.556				
		70.000	5.631	575.653				
		70.000			-7406.788			

CALENDER HAMILTON

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
29 -----								
1	0.000	0.000			-7486.697			
		0.000	30.814	-274.276				
		35.000	30.814	804.216				
		70.000	30.814	1882.707				
		70.000			-7486.697			
30 -----								
1	0.000	0.000			-11172.319			
		0.000	-32.644	2204.256				
		35.000	-32.644	1061.720				
		70.000	-32.644	-80.816				
		70.000			-11172.319			
31 -----								
1	0.000	0.000			-11172.319			
		0.000	32.644	-80.816				
		35.000	32.644	1061.720				
		70.000	32.644	2204.256				
		70.000			-11172.319			
32 -----								
1	0.000	0.000			-7486.697			
		0.000	-30.814	1882.707				
		35.000	-30.814	804.216				
		70.000	-30.814	-274.276				
		70.000			-7486.697			
33 -----								
1	0.000	0.000			-7406.788			
		0.000	-5.631	575.653				
		35.000	-5.631	378.556				
		70.000	-5.631	181.458				
		70.000			-7406.788			









frame2d  
PAGE 1

PROGRAM:SAP90/FILE:hamilton.SOL  
CALENDER HAMILTON

J O I N T   D I S P L A C E M E N T S

LOAD CONDITION    1 -   DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	0.000000	0.000000	-0.005161
2	0.035821	-0.675506	-0.003250
3	0.142906	-0.979372	0.000000
4	0.249990	-0.675506	0.003250
5	0.285811	0.000000	0.005161
6	0.106449	-0.557620	-0.003442
7	0.106659	-0.793518	-0.002934
8	0.142496	-0.979833	-0.000325
9	0.143315	-0.979833	0.000325
10	0.179153	-0.793518	0.002934
11	0.179362	-0.557620	0.003442
12	0.267986	-0.354888	-0.004927
13	0.232444	-0.675874	-0.004096
14	0.196518	-0.929163	-0.002331
15	0.142906	-0.980693	0.000000
16	0.089294	-0.929163	0.002331
17	0.053368	-0.675874	0.004096
18	0.017825	-0.354888	0.004927



frame2d  
PAGE 2

PROGRAM:SAP90/FILE:hamilton.SOL  
CALENDER HAMILTON

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD CONDITION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	0.0000	4000.0000	0.0000
2	-0.6366E-11	0.0000E+00	0.0000E+00
3	0.0000E+00	-0.1962E-10	0.0000E+00
4	-0.5002E-11	0.3274E-10	-0.1592E-11
5	0.0000	4000.0000	0.0000
6	0.2919E-11	0.7186E-11	0.1926E-11
7	0.2015E-10	0.1211E-10	-0.1108E-11
8	-0.3062E-11	-0.2617E-10	0.0000E+00
9	0.1914E-10	-0.1691E-10	0.0000E+00
10	0.1331E-10	0.2683E-11	0.5940E-11
11	-0.8448E-11	-0.3511E-11	0.0000E+00
12	0.1364E-10	0.0000E+00	0.0000E+00
13	0.0000E+00	-0.1798E-10	-0.4718E-11
14	0.0000	-4000.0000	0.0000
15	0.2728E-10	-0.8818E-11	-0.1961E-11
16	0.0000	-4000.0000	0.0000
17	-0.2092E-10	-0.7715E-11	0.1523E-10
18	-0.3638E-11	0.0000E+00	0.4832E-11
TOTAL	0.7150E-11	0.3226E-11	0.3081E-10

