



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**PENGARUH PERSAMAAN KELENGKUNGAN *ARCH*  
TERHADAP PERILAKU *TIED-ARCH BRIDGE***

**SKRIPSI**

**Riki**

**0806454462**

**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
DEPOK  
JULI 2012**



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**PENGARUH PERSAMAAN KELENGKUNGAN *ARCH*  
TERHADAP PERILAKU *TIED-ARCH BRIDGE***

**SKRIPSI**

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana  
Teknik Program Studi Teknik Sipil

**Riki**

**0806454462**

**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
DEPOK  
JULI 2012**

## HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

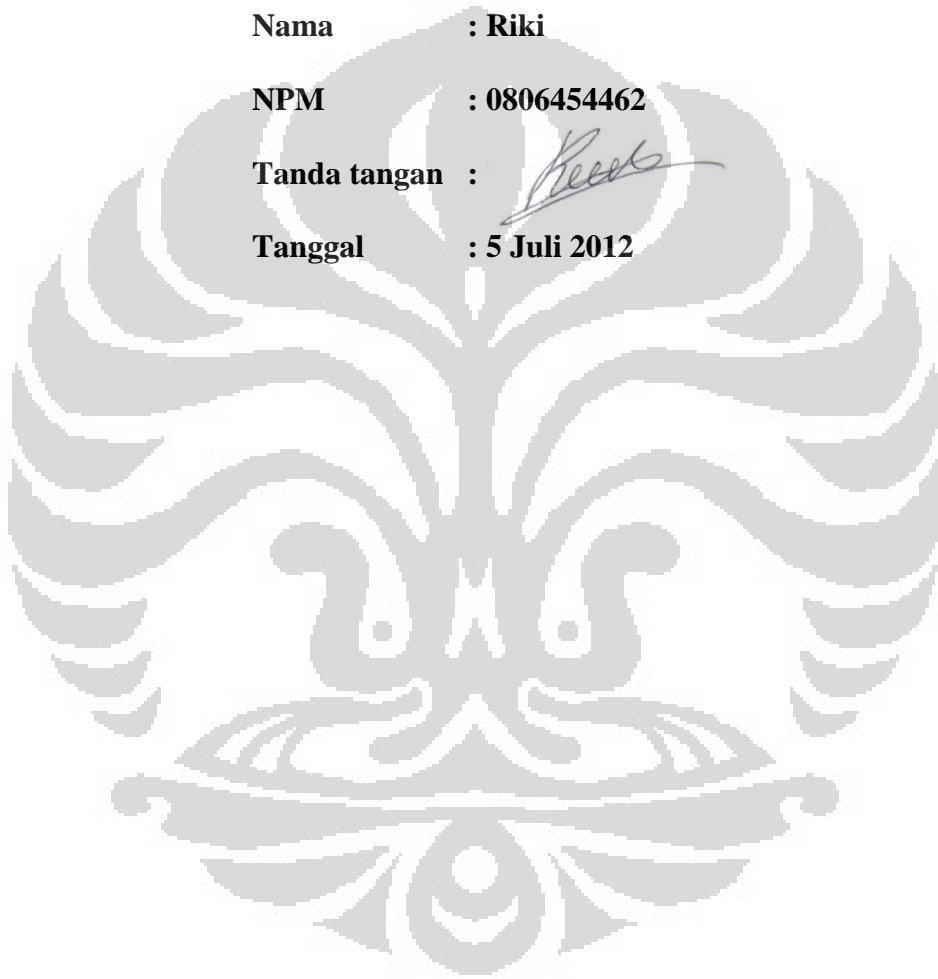
**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,  
dan semua sumber, baik yang dikutip maupun dirujuk  
telah saya nyatakan dengan benar.**

**Nama : Riki**

**NPM : 0806454462**

**Tanda tangan :** 

**Tanggal : 5 Juli 2012**




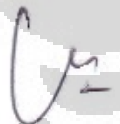


## LEMBARAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh:

Nama : Riki  
NPM : 0806454462  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Pengaruh Persamaan Kelengkungan Arch Terhadap  
Perilaku *Tied-Arch Bridge*

Telah berhasil diujikan dihadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

### DEWAN PENGUJI

Pembimbing 1 : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng (  )  
Pembimbing 2 : Mulia Orientilize, S.T. M.Eng (  )  
Penguji 1 : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA (  )  
Penguji 2 : Dr.-Ing Ir. Henki W. Ashadi (  )

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 5 Juli 2012

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur saya panjatkan kepada Allah SWT, karena atas rahmat dan hidayah-Nya, sehingga saya dapat menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil kekhususan Struktur pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

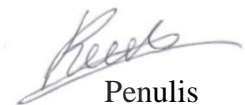
Saya menyadari tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu saya mengucapkan terima kasih kepada:

- (1) Alm. Ayah, seorang panutan yang telah mendidik saya. Sujud syukur karena saya memiliki seorang ibu yang selalu memberikan energi tak pernah lelah mendoakan anaknya. Serta kakak, bagi saya dia seorang panutan, kepala keluarga pengganti ayah, selalu memberikan motivasi, dan mendidik saya sampai saat ini.
- (2) Bapak Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini.
- (3) Ibu Mulia Orientilize, S.T., M.Eng, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk memberikan saran dan masukan dalam penyusunan skripsi ini.
- (4) Keluarga besar Sipil Lingkungan Angkatan 2008, *unforgettable memories in four years, big hug for all of you guys. I proud being part of Sipiling08, because the leader wise man was Asrovi*. “Hatur nuhun pisan” buat sahabat sendarah sunda akang Ridha, Eka, Indra Pandu, Neng AlmasBuat para “angker” (anak kereta) : Ezy, Yudit, Mila, Eqhi, Damar, Herlambang. Buat Bos-bos sipiling08: Gabby, Abang Dodo, Dita serta bos-bos lain yang belum disebut.
- (5) Laskar TAB (*tied arch bridge*); Ardimas, Nico serta teman-teman satu bimbingan Pak Syahril ; Calon “Hokage” Ryan, Rider “Si Jagur” Fatchurr, Rifki, Indra K, Iezal, Nabila Inal, Indah, Aini, Mirna, Melki, Sella, Eva. Sukses Sukses Sukses !!!

- (6) Seluruh anggota Brigade 454 yang penuh semangat “Berjuang Hingga Akhir”. Terutama, humas sekaligus desainer logo B454 bung Oghi, Supplier game dan jasa hiburan bung Putrandasky. Rekan seperjuangan gamtek, Letnan Akbar, Sandy Sanjaya, Pak Owner Yoga, Bos Tony, Bung Tekad. Dan lahirnya Jenderal Brigade 454 baru yakni Fatih yang tak pernah pantang menyerah. Serta koh Yusak yang katanya mirip artis mandarin.
- (7) Band *The Akangs* dengan promotor yang selalu bersemangat Qi Yahya. Band ini bisa menghibur masa-masa terakhir perkuliahan. Serta tim futsal dadakan “Peteran” yang akhirnya bisa lolos dari zona grup BTC dengan skuad satunya Irvan, Reynold, Meizar, Wisnu R, Evan, Bram dan orang-orang yang sudah disebutkan pada point sebelumnya. Tim Pelahap Maut yang berhasil menghentikan langkah tim peteran dibabak gugur antara lain; Janit, Fatih, Ustad Budi, Yasa, Acong Samudra, Acong Wisnu yang telah memberikan cukup petuah-petuah dahsyat serta pemain lainnya.
- (8) Keluarga Seneby SMAN 1 Banjar, salah satunya ; Arip N. Dian H, Dini, Ginanjar, Genta, Dita, Ita, Aditya, Agung, dan lainnya yang telah mendukung penulis secara langsung maupun tidak.
- (9) Serta seluruh pihak yang telah membantu dan belum bisa disebutkan satu persatu dalam tulisan ini saya ucapkan terima kasih banyak.

Akhir kata, saya yakin Allah SWT akan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga skripsi ini membawa manfaat bagi pengembangan ilmu di Indonesia.

Depok, Juli 2012

  
Penulis

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI TUGAS  
AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

---

---

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Riki  
NPM : 0806454462  
Program Studi : Teknik Sipil  
Departemen : Teknik Sipil  
Fakultas : Teknik  
Jenis Karya : Skripsi

demikian pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif** (*Non-exclusive RoyaltyFree-Right*) atas karya ilmiah saya yang berjudul :

***Pengaruh persamaan kelengkungan Arch terhadap perilaku Tied-Arch Bridge.***

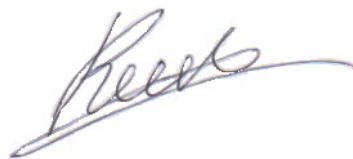
beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan mempublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada Tanggal : 5 Juli 2012

Yang menyatakan



( R I K I )

## ABSTRAK

Nama : Riki  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul : Pengaruh Persamaan kelengkungan *arch* terhadap perilaku *tied – arch bridge*

Dari sebuah kasus jembatan busur(*arch bridge*) dilapangan, ditemukan bahwa terdapat perbedaan nilai nominal momen ketika terjadi sedikit perubahan pada kelengkungan busur. Sehingga dilakukan penelitian terhadap variasi perubahan persamaan kelengkungan jembatan busur dan pengaruhnya terhadap kekuatan dari jembatan. Penelitian dilakukan dengan melakukan pemodelan jembatan menggunakan software finite elemen SAP2000. Parameter yang dianalisa adalah lendutan jembatan, kekuatan struktur yang ditinjau dari gaya dalam dan berat struktur. Hasil analisa menunjukkan pengaruh persamaan kelengkungan busur sangat signifikan terhadap perilaku pada jembatan busur. Semakin besar nilai kelengkungan, berbanding terbalik dengan optimasi berat struktur. Hal ini dibuktikan dengan perbandingan optimasi berat struktur dari masing-masing persamaan pangkat Pangkat 3, pangkat 4 dan pangkat 5, memiliki perbandingan berat **3.72 ; 4.58 ; 5.11** kali lebih besar dibandingkan jembatan dengan persamaan pangkat 2.

Kata kunci :

Jembatan busur, berat struktur, lendutan, persamaan kelengkungan, SAP2000



## ABSTRACT

Name : Riki  
Study Program : Civil Engineering  
Title : The Influence of Curvature Equation Towards The  
Behavior Of Tied -Arch Bridge

Based on project case in field, it was found, that a slighthy change of curvature of arch bridge, affected internal forces of bridge elements. Research was conducted to study the behavior of tied arch bridge with the change of curvature equations. Four different curve equations, rank 2, 3, 4 and 5, were modelled with finite element software SAP2000. Parameter investigated were deflection, internal forces of main element and structural weight. The result confirms the fact found in the field that the changed of curvature equation. Influence the amount of internal forces developed in the bridges elements. Different equation results different site of structures and consequently, it changes structural weight. Bridges with rank 2 of equations give the lightest weight. Comparing with this bridge, the rank 3, 4 and 5 of curve equations have weight of 3.72 ; 4.58 ; 5.11 heavier than the rank 2.

Key words :

Arc bridges, weight of the structure, deflection, curvature equation, SAP2000

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS .....</b>	<b>II</b>
<b>LEMBARAN PENGESAHAN.....</b>	<b>III</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>IV</b>
<b>HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS.....</b>	<b>VI</b>
<b>ABSTRAK .....</b>	<b>VII</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>IX</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>XI</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>XIV</b>
<b>BAB 1 PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 LATAR BELAKANG .....	1
1.2 RUMUSAN MASALAH .....	3
1.3 TUJUAN PENELITIAN .....	3
1.4 HIPOTESIS .....	3
1.5 BATASAN MASALAH .....	3
1.6 SISTEMATIKA PENULISAN .....	4
<b>BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA.....</b>	<b>5</b>
2.1 GAMBARAN UMUM JEMBATAN BUSUR.....	5
2.1.1 Fixed hingless arch bridge .....	7
2.1.2 Two hinge arch bridges.....	7
2.1.3 Three hinge arch bridge .....	8
2.1.4 Tied arch bridge .....	8
2.2 BENTUK STRUKTUR TIED ARCH BRIDGE .....	8
2.2.1 Arch ribs .....	9
2.2.2 Hangers .....	9
2.2.3 Bracing .....	10
2.2.4 Tie girder ( main girders ) .....	10
2.2.5 Floorbeams .....	11
2.2.6 Deck slab .....	11
2.2.7 Permukaan aspal.....	11
2.3 PENJELASAN PERSAMAAN KELENGKUNGAN .....	11
2.4 PERATURAN PEMBEBANAN JEMBATAN .....	14
2.4.1 Beban tetap.....	14
2.4.2 Beban lalu lintas .....	16
2.5 MATERIAL STRUKTUR BAJA .....	25
2.5.1 Baja karbon (carbon steel) .....	25
2.5.2 Baja Paduan Rendah Kekuatan Tinggi / High-Strength Low-Alloy Steels (HSLA) .....	26
2.5.3 Heat-Treated Carbon and HSLA Steels .....	26
2.5.4 Heat-Treated Constructional Alloy Steels .....	26

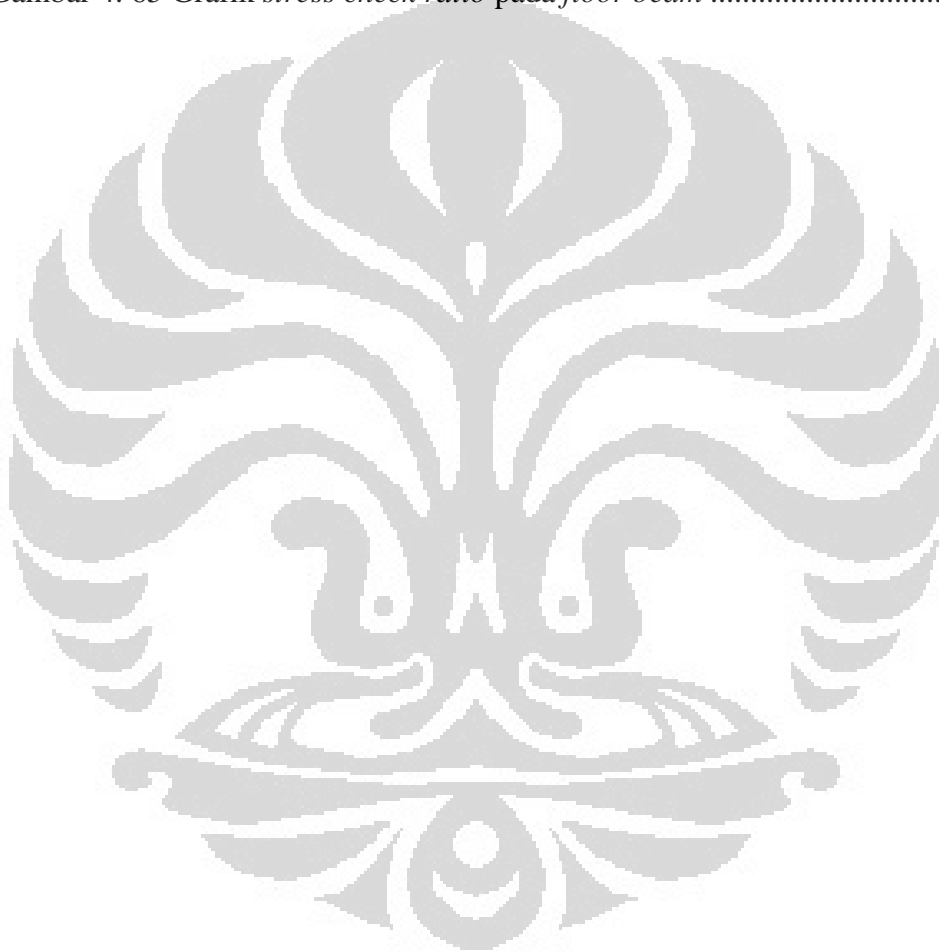
2.5.5	Baja Kabel Untuk Aplikasi Struktur/ Steel Cable For Structural Application.....	26
2.6	PENGECEKAN KEKUATAN MENGGUNAKAN SPESIFIKASI AISC – LRFD.....	29
2.6.1	Komponen struktur tarik .....	29
2.6.2	Komponen struktur tekan.....	30
2.6.3	Komponen struktur pada balok .....	32
2.6.4	Komponen balok – kolom.....	37
<b>BAB 3</b>	<b>METODOLOGI.....</b>	<b>39</b>
3.1	DIAGRAM ALIR PENELITIAN.....	39
3.2	MODELISASI JEMBATAN.....	40
3.3	PRELIMINARY DESAIN .....	41
3.3.1	Batasan desain jembatan .....	41
3.3.2	Pemodelan desain jembatan pada SAP2000 .....	43
3.3.3	Pembebanan mengikuti peraturan pembebanan RSNI T-02-2005....	46
3.3.4	Kombinasi pembebanan .....	51
3.3.5	Prosedur analisis .....	53
<b>BAB 4</b>	<b>HASIL DAN ANALISIS .....</b>	<b>54</b>
4.1	HASIL.....	54
4.1.1	Model 1 jembatan dengan persamaan pangkat 2 .....	55
4.1.2	Model 2 jembatan dengan persamaan pangkat 3 .....	63
4.1.3	Model 3 jembatan dengan persamaan pangkat 4 .....	70
4.1.4	Model 4 jembatan dengan persamaan pangkat 5 .....	78
4.1.5	Respon dinamik struktur atas jembatan akibat gempa.....	85
4.2	ANALISIS .....	86
4.2.1	Berat Struktur Jembatan.....	87
4.2.2	Lendutan jembatan .....	88
4.2.3	Perbandingan gaya dalam .....	90
4.2.4	Analisis respon dinamik jembatan akibat gempa.....	93
4.2.5	Perbandingan distribusi gaya aksial tarik pada kabel .....	100
4.2.6	Perbandingan distribusi stress check ratio .....	101
<b>BAB 5</b>	<b>KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>105</b>
5.1	KESIMPULAN.....	105
5.2	SARAN.....	106
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>		<b>107</b>
<b>LAMPIRAN.....</b>		<b>108</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Transfer beban pada jembatan busur sederhana.....	5
Gambar 2. 2 Bentuk <i>abutmen</i> .....	5
Gambar 2. 3 <i>Abutmen</i> .....	6
Gambar 2. 4 Transfer beban pada abutmen .....	6
Gambar 2. 5 Jembatan pelengkung jepit.....	7
Gambar 2. 6 Jembatan pelengkung dua sendi.....	7
Gambar 2. 7 Jembatan pelengkung tiga sendi.....	8
Gambar 2. 8 Jembatan busur terikat.....	8
Gambar 2. 9 <i>Arch ribs</i> .....	9
Gambar 2. 10 Hanger .....	9
Gambar 2. 11 Tipe <i>Bracing</i> .....	10
Gambar 2. 12 <i>Tie girder, Deck Plate, Floor Beams</i> .....	10
Gambar 2. 13 Bentuk kurva kelengkungan tiap persamaan.....	14
Gambar 2. 14 Beban lajur “D” .....	17
Gambar 2. 15 Distribusi Pembebanan “D” pada arah melintang.....	18
Gambar 2. 16 Pembebanan truk “T” ( 500 kN) .....	20
Gambar 2. 17 Gaya rem per lajur 2,75 m.....	21
Gambar 2. 18 Pembebanan untuk pejalan kaki.....	22
Gambar 2. 19 Peta Gempa Indonesia.....	24
Gambar 2. 20 Kurva tegangan – regangan untuk klasifikasi baja struktural .....	25
Gambar 2. 21 Parameter lebar badan – tebal sayap untuk profil lainnya .....	32
Gambar 2. 22 Lateral-torsi tekuk dari balok lebar flens dikenakan besar momen yang konstan. ....	33
Gambar 2. 23 Faktor modifikasi untuk momen yang tidak beragam.....	35
Gambar 2. 24 Tegangan geser yang terjadi pada penampang profil H.....	36
Gambar 3. 1 Diagram alir metode penelitian.....	39
Gambar 3. 2 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 2 .....	43
Gambar 3. 3 Perspektif 3 dimensi persamaan pangkat 2 .....	43
Gambar 3. 4 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 3 .....	44
Gambar 3. 5 Perspektif 3 dimensi persamaan pangkat 3 .....	44
Gambar 3. 6 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 4 .....	45
Gambar 3. 7 Perspektif 3 dimensi persamaan pangkat 4 .....	45
Gambar 3. 8 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 5 .....	46
Gambar 3. 9 Perspektif 3 Dimensi persamaan pangkat 5 .....	46
Gambar 3. 10 Desain <i>railing</i> .....	47
Gambar 3. 11 Aksi gaya lingkungan angin terhadap kendaraan.....	50
Gambar 3. 12 Peta gempa wilayah 3.....	51
Gambar 4. 1 Informasi bagian yang dianalisis.....	55
Gambar 4. 2 Informasi tambahan bagian yang dianalisis .....	55
Gambar 4. 3 Grafik reaksi perletakan akibat kombinasi beban ultimit.....	58
Gambar 4. 4 Gaya dalam momen persamaan pangkat 2.....	58
Gambar 4. 5 Gaya dalam momen tumpuan.....	59

Gambar 4. 6 Gaya dalam momen lapangan .....	59
Gambar 4. 7 Gaya dalam aksial persamaan pangkat 2.....	60
Gambar 4. 8 Grafik gaya dalam aksial.....	60
Gambar 4. 9 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	61
Gambar 4. 10 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	61
Gambar 4. 11 Grafik distribusi <i>stress ratio</i> pada <i>Tie</i> .....	62
Gambar 4. 12 Grafik <i>stress ratio</i> pada <i>Arch</i> .....	62
Gambar 4. 13 Grafik <i>stress ratio</i> pada <i>floor beam</i> .....	63
Gambar 4. 14 Grafik reaksi perletakan akibat kombinasi beban ultimit.....	65
Gambar 4. 15 Gaya dalam momen persamaan pangkat 3.....	66
Gambar 4. 16 Gaya dalam momen tumpuan.....	66
Gambar 4. 17 Gaya dalam momen lapangan .....	67
Gambar 4. 18 Gaya dalam aksial persamaan pangkat 3.....	67
Gambar 4. 19 Grafik gaya dalam aksial.....	68
Gambar 4. 20 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	68
Gambar 4. 21 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	69
Gambar 4. 22 Grafik reaksi perletakan akibat kombinasi beban ultimit.....	73
Gambar 4. 23 Gaya dalam momen persamaan pangkat 4.....	73
Gambar 4. 24 Gaya dalam momen tumpuan.....	74
Gambar 4. 25 Gaya dalam momen lapangan .....	74
Gambar 4. 26 Gaya dalam aksial persamaan pangkat 4.....	75
Gambar 4. 27 Grafik gaya dalam aksial.....	75
Gambar 4. 28 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	76
Gambar 4. 29 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	76
Gambar 4. 30 Grafik reaksi akibat kombinasi beban ultimit .....	80
Gambar 4. 31 Gaya dalam momen persamaan pangkat 5.....	81
Gambar 4. 32 Gaya dalam momen tumpuan.....	81
Gambar 4. 33 Gaya dalam momen lapangan .....	82
Gambar 4. 34 Gaya dalam aksial akibat kombinasi beban ultimit.....	82
Gambar 4. 35 Grafik gaya dalam aksial.....	83
Gambar 4. 36 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	83
Gambar 4. 37 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit .....	84
Gambar 4. 38 Grafik <i>stress check ratio</i> pada <i>Tie</i> .....	84
Gambar 4. 39 Grafik <i>stress check ratio</i> pada <i>arch</i> .....	85
Gambar 4. 40 Grafik <i>stress check ratio</i> pada <i>floor beam</i> .....	85
Gambar 4. 41 Grafik lendutan sisi depan jembatan .....	89
Gambar 4. 42 Grafik lendutan sisi belakang jembatan .....	89
Gambar 4. 43 Grafik momen tumpuan tiap model .....	90
Gambar 4. 44 Grafik momen lapangan tiap model.....	90
Gambar 4. 45 Perbandingan momen tumpuan terhadap model 1 .....	91
Gambar 4. 46 Perbandingan momen lapangan terhadap model 1.....	91
Gambar 4. 47 Gaya dalam aksial .....	92
Gambar 4. 48 Perbandingan gaya dalam aksial terhadap model 1 .....	93
Gambar 4. 49 Persamaan pangkat 2 periode <b>4.98 s</b> .....	94
Gambar 4. 50 Persamaan pangkat 3 periode <b>2.90 s</b> .....	94
Gambar 4. 51 Persamaan pangkat 4 periode <b>2.47 s</b> .....	95
Gambar 4. 52 Persamaan pangkat 5 periode <b>2.31 s</b> .....	95
Gambar 4. 53 Persamaan pangkat 2 periode <b>3.45 s</b> .....	96

Gambar 4. 54 Persamaan pangkat 3 periode <b>1.36 s</b> .....	96
Gambar 4. 55 Persamaan pangkat 4 periode <b>1.89 s</b> .....	97
Gambar 4. 56 Persamaan pangkat 5 periode <b>1.04 s</b> .....	97
Gambar 4. 57 Persamaan pangkat 2 periode <b>2.82 s</b> .....	98
Gambar 4. 58 Persamaan pangkat 3 periode <b>1.19 s</b> .....	98
Gambar 4. 59 Persamaan pangkat 4 periode <b>1.13 s</b> .....	99
Gambar 4. 60 Persamaan pangkat 5 periode <b>0.94 s</b> .....	99
Gambar 4. 61 Grafik distribusi gaya aksial tarik kabel.....	100
Gambar 4. 62 Grafik distribusi gaya aksial tarik kabel.....	100
Gambar 4. 63 Grafik <i>stress check ratio</i> pada <i>tie</i> .....	102
Gambar 4. 64 Grafik <i>stress ratio</i> pada <i>arch</i> .....	103
Gambar 4. 65 Grafik <i>stress check ratio</i> pada <i>floor beam</i> .....	104



## DAFTAR TABEL

Table 2.1 Berat isi dan kerapatan massa masing – masing beban .....	15
Table 2.2 Faktor beban untuk beban mati tambahan .....	16
Table 2.3 Jumlah lalu lintas rencana .....	17
Table 2.4 Faktor beban akibat lajur “D” .....	17
Table 2.5 Faktor beban akibat pembebanan truk “T” .....	19
Table 2.6 Faktor pembebanan akibat beban rem .....	20
Table 2.7 Faktor beban akibat pembebanan untuk pejalan kaki .....	21
Table 2.8 Faktor beban akibat beban angin .....	22
Table 2.9 Koefisien seret $C_w$ .....	23
Table 2.10 Kecepatan angin rencana $V_w$ .....	23
Table 2.11 Faktor beban akibat pengaruh gempa .....	24
Table 2.12 Properti kabel baja .....	27
Table 2.13 Parameter lebar badan – tebal sayap untuk profil I dan H.....	31
Table 2.14 Pengelompokan klasifikasi penampang .....	33
Table 2.15 Parameter lebar dan ketebalan penampang.....	33
Table 3.1 koordinat persamaan kurva .....	41
Table 3.2 Kombinasi beban untuk keadaan batas daya layan.....	51
Table 3.3 Faktor beban untuk kombinasi beban keadaan batas layan .....	52
Table 3.4 Faktor beban untuk kombinasi beban untuk keadaan batas ultimit .....	52
Table 4.1 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri.....	56
Table 4.2 Lendutan.....	56
Table 4.3 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan .....	57
Table 4.4 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang .....	57
Table 4.5 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri.....	63
Table 4.6 Lendutan.....	64
Table 4.7 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan .....	64
Table 4.8 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang .....	65
Table 4.9 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri.....	71
Table 4.10 Lendutan.....	71
Table 4.11 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan .....	72
Table 4.12 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang .....	72
Table 4.13 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri.....	78
Table 4.14 Lendutan.....	79
Table 4.15 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan.....	79
Table 4.16 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang.....	80
Table 4.17 Periode getar struktur jembatan .....	86
Table 4.18 Perbandingan berat struktur .....	87
Table 4.19 Perbandingan lendutan sisi depan .....	88
Table 4.20 Perbandingan lendutan sisi belakang.....	88

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Indonesia dikenal sebagai negara kepulauan yang memiliki lebih dari sepuluh ribu pulau. Tentunya tiap pulau memiliki sungai yang panjang dan lebar bentangannya bervariasi sehingga memisahkan dua wilayah yang berbeda. Seperti halnya pulau Kalimantan memiliki Sungai Kapuas dengan panjang 998 km dan lebarnya kurang lebih 100 meter memisahkan wilayah Kalimantan Barat dan Kalimantan Tengah, serta masih banyak lagi sungai di Indonesia dengan karakteristik geografis tersendiri. Selain sungai, jurang merupakan bagian topografi bumi yang memisahkan dua wilayah berbeda misalnya jurang di Ciganea - Jawa Barat dan jurang di berbagai daerah lainnya.

Jembatan merupakan salah satu struktur bangunan yang dipergunakan sebagai sarana penghubung transportasi yang lebih tepat untuk menyeberangi rintangan seperti jurang, sungai, selat maupun wilayah daratan yang saling terpisah. Sehingga dua wilayah tersebut dapat saling terhubung dan kesejahteraan dan kebutuhan tiap masyarakat mudah terpenuhi. Untuk memenuhi bentuk struktur yang diinginkan, pada zaman dahulu hanya memanfaatkan material alam secara langsung seperti batu dan kayu yang disusun sedemikian rupa sehingga terbentuklah struktur jembatan yang sederhana. Seiring perkembangan zaman dan tuntutan kebutuhan maka para insinyur mulai berinovasi dalam merancang jembatan dengan material yang lebih kuat, mudah diperoleh, murah serta tampilannya lebih artistik.

Konsep jembatan lengkung mulai populer di Yunani sekitar tahun 1300 SM dengan material batu yang disusun melintasi sungai berbentuk setengah lingkaran. Adapun di Indonesia perkembangannya diawali sejak zaman penjajahan Belanda dengan pembangunan jembatan kereta api yang melintasi Sungai Cisomang yang dibangun pada tahun 1920, dengan ketinggian lengkungan 98 meter merupakan tipe jembatan *deck arch* tertinggi saat itu di Indonesia. Kemudian, dengan dibangunnya jembatan busur kereta api yang melintasi Kali Progo di Jawa Tengah menjadi sebuah perkembangan yang cukup baik dari



konsep jembatan busur di Indonesia. Pembangunan Jembatan Siak di Riau tahun 2011 yang menggunakan konsep jembatan *half through arch bridge* menjadikan kesan jembatan di Indonesia tidak lagi terlihat kaku dan sudah menunjukkan konsep strukturnya artistik.

Jembatan pelengkung di Indonesia sebagian besar dibangun dengan material baja karena mudah untuk dibentuk. Selain itu dengan banyaknya material baja yang digunakan menandakan teknologi di Indonesia semakin berkembang dan bisa dibilang menjadi Negara maju karena telah mampu memproduksi dan menggunakan material konstruksi baja secara massal.

Konsep struktur jembatan busur memiliki kelebihan dalam hal momen lentur dan geser yang dihasilkan jauh lebih kecil daripada jembatan dengan bentuk lain pada umumnya. Pemilihan baja sebagai material utama dalam pembuatan jembatan pelengkung karena memiliki keunggulan dari material yang lainnya antara lain :

- a. Dengan property yang sama, berat struktur baja lebih ringan dibandingkan dengan berat beton;
- b. Lebih praktis saat konstruksi karena beratnya yang ringan.
- c. Struktur baja juga relatif dapat meredam beban seismik atau beban gempa karena persendiannya yang tidak kaku;
- d. Mudah dibentuk saat fabrikasi;

Salah satu bagian yang menentukan dari desain jembatan lengkung terikat adalah tekuk kekuatan lengkungan. Pada studi sebelumnya perbandingan tinggi terhadap bentang jembatan serta variasi hanger sangat mempengaruhi perilaku jembatan busur, baik itu gaya dalam maupun deformasi yang dihasilkan. Akan tetapi peneliti sebelumnya belum membahas mengenai pengaruh kelengkungannya. Berawal dari kasus dilapangan, telah ditemukan adanya perubahan perilaku jembatan busur ketika geometri kelengkungan dirubah. Maka penulis mengambil tugas akhir mengenai pengaruh persamaan kelengkungan jembatan terhadap perilaku yang terjadi pada *tied arch bridge*. Dengan membandingkan beberapa persamaan matematik kelengkungan jembatan busur, sehingga dapat diketahui perilaku gaya dalam, deformasi yang terjadi pada

jembatan busur sehingga dapat diperoleh bentuk kelengkungan yang optimum dari jembatan busur tersebut.

## 1.2 Rumusan Masalah

Jembatan *tied arch bridge* memiliki lengkungan untuk menahan gaya aksial dan momen yang cukup dominan dari beban yang bekerja. Akan tetapi hasil gaya dalam tersebut bisa direduksi jika bentuk dari kelengkungannya direkayasa, perlu diketahui bentuk persamaan seperti apa yang harus digunakan untuk mereduksinya sehingga bisa menghasilkan deformasi minimum dengan gaya dalam yang paling kecil.

## 1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah :

- a. Membandingkan persamaan matematik untuk melihat perilaku jembatan baik itu gaya-gaya dalam maupun deformasi.
- b. Memperoleh persamaan yang paling optimal dengan membandingkan daya layan, kekuatan jembatan, serta nilai optimum penampang yang ekonomis dari yang di peroleh.

## 1.4 Hipotesis

Berdasarkan tujuan studi yang telah diuraikan sebelumnya, adanya suatu kesesuaian antara persamaan matematik kelengkungan kurva terhadap perilaku jembatan *tied arch bridge*. Dugaan awal, persamaan pangkat 3 memiliki persamaan jembatan busur yang akan menghasilkan gaya dalam paling kecil sehingga bisa mengurangi penampang profil yang relatif besar.

## 1.5 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam penelitian ini adalah :

- a. Bentuk jembatan yang akan dianalisis adalah *tied arch bridge*.
- b. Pemodelan digunakan jembatan bentang panjang, sepanjang 200 m dengan perbandingan tinggi terhadap bentang ( $h/l$ ) = 0,25 nilai ini dipilih karena paling optimum yang diperoleh dari study sebelumnya.
- c. Pemodelan menggunakan bantuan software analisa struktur SAP2000.
- d. Persamaan kurva yang akan ditinjau adalah persamaan pangkat 2,3,4,dan 5.
- e. Pembebanan menggunakan peraturan RSNI T-02-2005;

- f. Ketentuan beban garis terbagi rata ( BGT ) hanya ditinjau di tengah bentang karena dilokasi tersebut diperoleh kondisi momen maksimum.
- g. Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan SNI 2833:2008,
- h. Perilaku yang akan dilihat adalah besar lendutan, gaya-gaya dalam, serta penampang yang digunakan.

## **1.6 SISTEMATIKA PENULISAN**

Adapun sistematika penulisan pada penelitian ini adalah sebagai berikut :

### **a. BAB I : PENDAHULUAN**

Bab ini berisi tentang latar belakang penelitian, rumusan masalah, tujuan penelitian, hipotesis, pembatasan masalah, serta sistematika penulisan laporan.

### **b. BAB II : TINJAUAN PUSTAKA**

Bab ini memberikan penjelasan dasar teori penelitian yang akan dilakukan berdasarkan teori-teori yang sudah ada sebelumnya. Penjelasan teori – teori yang mendukung untuk digunakan pada bagian metode penelitian selanjutnya.

### **c. BAB III : METODOLOGI**

Bab ini berisi uraian prosedur analisa, modelisasi struktur, variabel analisa dan prosedur kerja yang dilakukan untuk tugas akhir ini.

### **d. BAB IV : HASIL dan ANALISIS**

Pada bab ini akan membahas hasil dari rangkaian proses penelitian berlangsung. Dengan mengolah dan membandingkan hasil dari tiap persamaan.

### **e. BAB V : KESIMPULAN DAN SARAN**

Bab ini merupakan akhir dari seluruh rangkaian proses penelitian yang dilakukan. Pada bab ini menyimpulkan hasil – hasil analisa yang diperoleh dengan membandingkan hipotesa yang telah dibuat. Sehingga dapat diketahui keabsahan hipotesa yang telah kita buat.

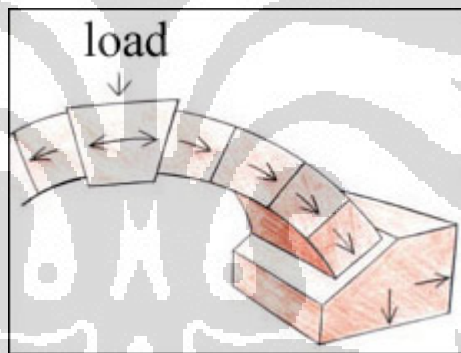
## BAB 2

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Gambaran umum jembatan busur

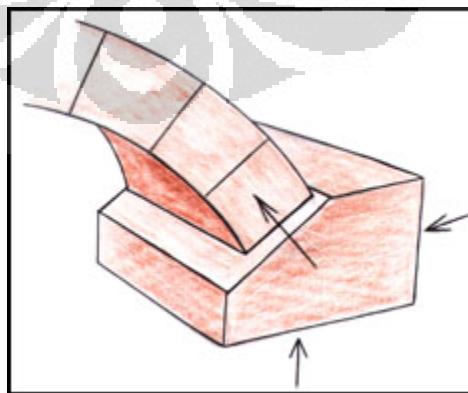
Jembatan busur merupakan salah satu jembatan yang mempunyai kelengkungan bentuk strukturnya dan menjadi salah satu bentuk jembatan tertua di dunia. Pada zaman dahulu untuk membentuk jembatan busur digunakan batu batuan, kelengkungan yang dibentuk tersebut memiliki unsur penyalur beban yang sangat efektif.

Bentuk struktur busur pada jembatan berfungsi mereduksi momen yang cukup besar jika dibandingkan dengan jembatan berbentuk *beam* biasa. Karena beban yang bekerja pada jembatan langsung disalurkan ke perletakan atau abutmen oleh karena itu untuk membuat jembatan busur abutmen harus benar-benar kuat sebagai penahan beban.



Gambar 2. 1 Transfer beban pada jembatan busur sederhana

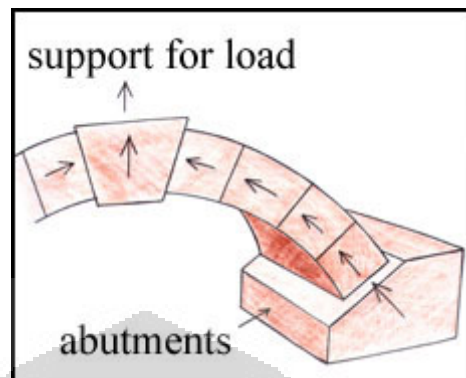
( Sumber : <http://www.design-technology.org/archbridges.htm>)



Gambar 2. 2 Bentuk *abutmen*

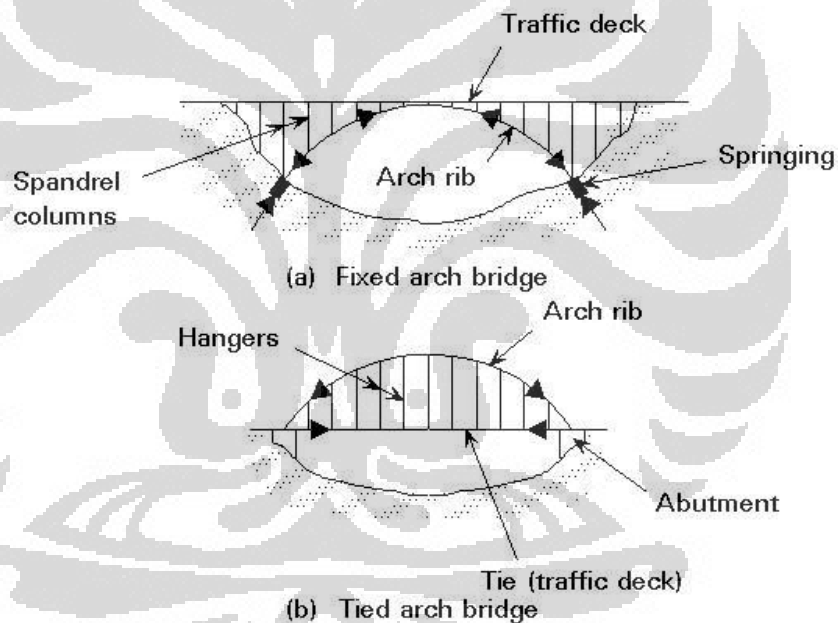
( Sumber : <http://www.design-technology.org/archbridges.htm>)

Bentuk abutmen dibuat sekuat mungkin untuk menahan beban yang bekerja.



Gambar 2. 3 *Abutmen*

( Sumber : <http://www.design-technology.org/archbridges.htm>)



Gambar 2. 4 Transfer beban pada abutmen

(<http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg15b/10100.htm>)

Untuk setiap aksi ada reaksi yang sama dan berlawanan. Tanah yang mendorong kembali pada abutment menciptakan resistensi yang dilewatkan dari batu ke batu, sampai akhirnya mendorong pada batu kunci yang mendukung beban. Ada beberapa cara untuk mengklasifikasikan jembatan lengkung. Misalnya penempatan dek yang ada kaitannya dengan suprastruktur dalam semua jembatan busur. Juga jenis koneksi yang digunakan pada sokongan dan titik tengah lengkungan dapat digunakan untuk menghitung jumlah engsel yang

memungkinkan struktur untuk menanggapi berbagai tekanan dan beban. Sebuah melalui lengkungan yang ditampilkan, namun ini berlaku untuk semua jenis jembatan lengkung.

Pada umumnya jembatan busur memiliki tipe yang berbeda-beda baik itu dari sistem strukturnya maupun dari perletakannya, sehingga dibagi menjadi beberapa tipe diantaranya :

#### 2.1.1 *Fixed hingeless arch bridge*

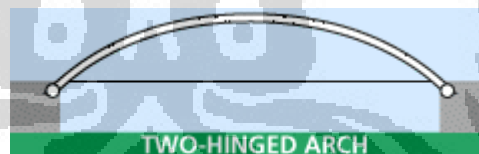


Gambar 2. 5 Jembatan pelengkung jepit

( Sumber : <http://www.pghbridges.com/basics.htm>)

Tipe jembatan ini merupakan jenis jembatan busur yang memiliki perletakan jepit di kedua ujungnya. Hal ini menunjukkan tidak diperbolehkan muncul putaran sudut dan perpindahan secara translasi. Bentuk jembatan ini mempunyai reaksi momen yang sangat besar di perletakan sehingga diperlukan tanah yang kuat untuk menahan momen yang terjadi.

#### 2.1.2 *Two hinge arch bridges*

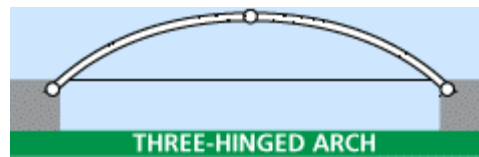


Gambar 2. 6 Jembatan pelengkung dua sendi

( Sumber : <http://www.pghbridges.com/basics.htm>)

Tipe jembatan pelengkung dua sendi hanya memiliki komponen gaya horizontal dan vertical. Jembatan pelengkung tipe ini memiliki kondisi yang baik bagi nilai ekonomis dan estetika, tetapi dalam proses konstruksinya membutuhkan lokasi konstruksi yang harus dijaga terhadap lendutan yang relatif besar akibat *service load*.

### 2.1.3 Three hinge arch bridge



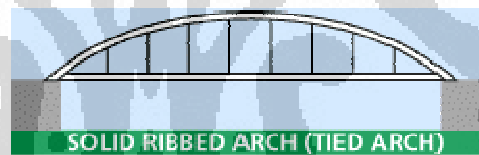
Gambar 2. 7 Jembatan pelengkung tiga sendi

( Sumber : <http://www.pghbridges.com/basics.htm>)

Tipe jembatan pelengkung tiga sendi dapat diaplikasikan di lokasi yang tanahnya kurang kuat. Dengan adanya struktur pelengkung tiga sendi, jembatan ini merupakan jenis struktur statis tertentu. Akan tetapi jenis jembatan ini jarang dibangun karena sangat rumit dalam hal konstruksi sendi di puncak.

### 2.1.4 Tied arch bridge

Metode lain klasifikasi ditemukan dalam konfigurasi lengkungan. Sebuah lengkungan berusuk padat umumnya dibangun menggunakan bagian balok melengkung. Penjepit-lengkungan berusuk memiliki rangka melengkung melalui naik di atas dek. Sebuah lengkungan gerbang-gerbang menguatkan atau lengkungan geladak terbuka membawa dek atas lengkungan.



Gambar 2. 8 Jembatan busur terikat

( Sumber : <http://www.pghbridges.com/basics.htm>)

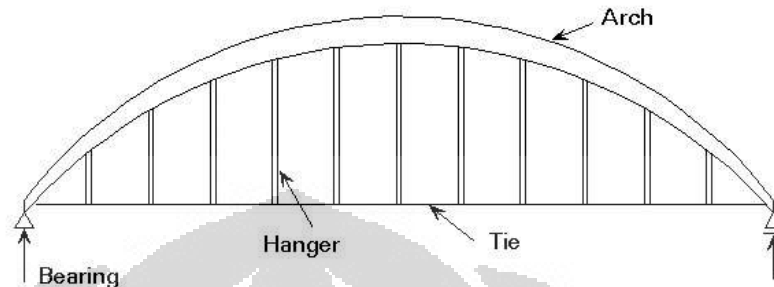
## 2.2 Bentuk struktur *tied arch bridge*

Komponen jembatan *tied arch bridge* terbagi menjadi 2 bagian yakni sistem superstruktur dan sistem substruktur, bagian - bagian tersebut akan membentuk struktur jembatan. Superstruktur terbagi menjadi dua komponen utama dan sekunder, adapun komponen utama yaitu *tie girders* yang berfungsi menahan lentur. Sedangkan komponen sekunder bagian pengikat komponen utama yang didesain untuk menahan deformasi melintang dari system superstruktur, dan membantu mendistribusikan beban vertikal diantara *girders*. Komponen sekunder bias disebut juga *lateral bracing* karena bisa berfungsi menahan gaya lateral. Sistem substruktur merupakan bagian komponen yang

mendukung komponen sistem superstruktur seperti *abutments* yakni struktur penahan tanah.

Istilah – istilah yang ada dalam jembatan *tied arch bridge* :

### 2.2.1 Arch ribs

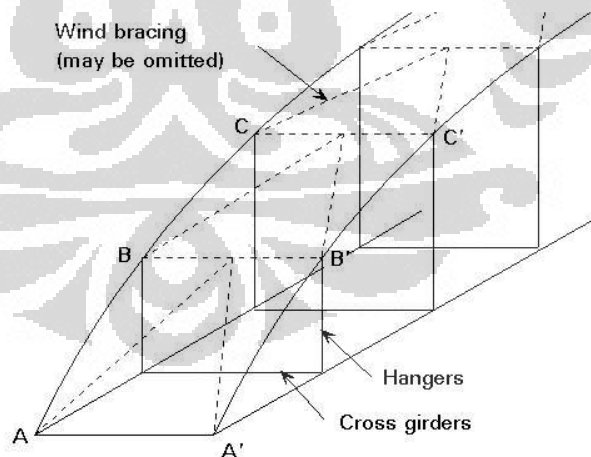


Gambar 2. 9 Arch ribs

( Sumber : <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg15b/10700.htm>)

*Arch ribs* merupakan bentuk lengkung dari sistem superstruktur jembatan busur. Pada jembatan busur tersebut, *arch ribs* merupakan bagian jembatan yang mengalami gaya aksial cukup besar. Dalam banyak pelaksanaan jembatan baja, untuk bentang yang sangat panjang *arch ribs* bisa berupa *steel plat girder* atau *steel box section*.

### 2.2.2 Hangers



Gambar 2. 10 Hanger

( Sumber : <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg15b/10700.htm>)

*Hanger* merupakan bagian dari jembatan busur pengikat yang menghubungkan dek jembatan dengan *arch ribs*. Sehingga berfungsi menahan beban dek jembatan dan menyalurkan beban menuju *arch ribs*. Untuk



karakteristik hanger harus memiliki mutu yang sangat tinggi. Perilaku hangers berupa gaya tarik sehingga diperlukan bentuk desain hanger berupa kabel strand.

### 2.2.3 Bracing

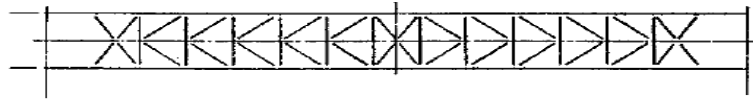


FIGURE 17.12 K-type of bracing.

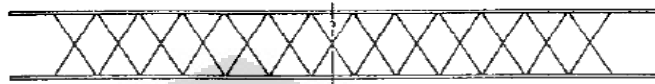


FIGURE 17.13 Diamond type of bracing.



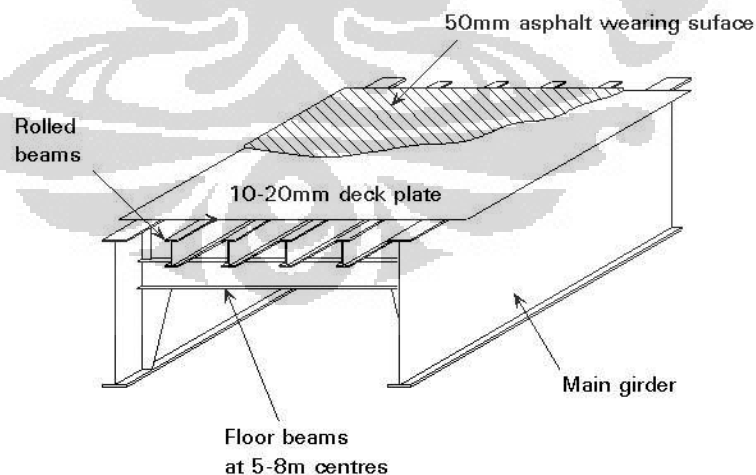
FIGURE 17.14 Vierendeel type of bracing.

### Gambar 2. 11 Tipe *Bracing*

( Sumber : Chen,Wai-fah,Duan,Lian.2000.Bridge Engineering Handbook section 17.6 p.465.New york: CRC press)

*Bracing* merupakan komponen struktur penunjang struktur utama. Bentuk *bracing* dibedakan terhadap perilaku yang akan diterima *bracing* tersebut serta posisi *bracing* tersebut. Konfigurasi *bracing* bisa dilihat dilihat gambar 2.12

### 2.2.4 *Tie girder ( main girders )*



### Gambar 2. 12 *Tie girder, Deck Plate, Floor Beams*

( Sumber : <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg15b/10300.htm>)

Pada struktur jembatan busur ujung-ujung perletakan dihubungkan dengan *tie girders*. Komponen *tie girder* berfungsi sebagai penahan gaya tarik horizontal, dan sangat rentan terhadap *fracture*. Sehingga profil yang sering digunakan berupa *steel plate girder* atau *steel box girder*.

#### 2.2.5 Floorbeams

Komponen struktur yang menghubungkan *tie girder*. Balok baja yang berfungsi sebagai gelagar memanjang, dan sebagai tumpuan plat lantai jembatan serta bisa berfungsi sebagai *bracing* pada jembatan.

#### 2.2.6 Deck slab

Merupakan bagian dari struktur yang menjadi tempat bekerjanya beban hidup kendaraan dan bisa berfungsi sebagai diafragma jika *deck slab* atau lantai jembatan di cor secara kontinyu sehingga mengurangi penggunaan *bracing*.

#### 2.2.7 Permukaan aspal

Permukaan aspal merupakan bagian dari finishing atas lantai jembatan. Bukan merupakan bagian structural jembatan akan tetapi sangat penting karena bisa meneruskan beban dari beban hidup ke *deck slab*.

### 2.3 Penjelasan persamaan kelengkungan

Jenis persamaan yang akan digunakan yakni persamaan kurva mononom, persamaan ini merupakan persamaan tunggal dari  $kx^n$ , dimana  $k$  merupakan konstanta dan  $n$  adalah nol atau bilangan bulat positif sehingga sering juga disebut *monomial*  $x$ . jumlah berhingga dari monomial – monomial dalam  $x$  disebut *polynomial*. Penulis menganalisis empat jenis persamaan monomial untuk memperoleh kelengkungan jembatan yang diharapkan bias memperoleh nilai optimum untuk gaya dalam yang dihasilkan. Persamaan monomial yang akan digunakan yaitu persamaan pangkat 2, pangkat 3, pangkat 4, dan pangkat 5. Dari penelitian sebelumnya untuk jembatan busur memiliki perbandingan tinggi terhadap panjang bentang atau *high rise to span* yang paling optimum yaitu 0,25. Dengan bentang jembatan 200 meter, untuk tinggi jembatan di tengah bentang yaitu 50 m. Untuk mendapatkan persamaan matematis dilakukan perhitungan secara praktis setelah diketahui nilai – nilai sebagai berikut :

$$\text{Titik awal } x_1=100; \quad y_1=0$$

$$\text{Titik kedua } x_2=0; \quad y_2=50$$

Titik Akhir  $x_3=100$ ;  $y_3=0$

Menggunakan persamaan dasar  $y = f(x) = kx^n + c$ ,

- k = koefisien
- n= bilangan bulat
- c = konstanta

a. Pendekatan pertama digunakan,  $n=2$  sehingga :  $y = f(x) = kx^2 + c$

Titik Awal ;

$$\begin{aligned}x_1 &= -100; y_1 = 0 \\(-100)^2k + c &= 0 \\10000k + c &= 0 \dots\dots\dots 1)\end{aligned}$$

Titik Kedua ;

$$\begin{aligned}x_1 &= 0; y_1 = 50 \\(0)^2k + c &= 50 \\c &= 50 \dots\dots\dots 2)\end{aligned}$$

Titik Kedua ;

$$\begin{aligned}x_1 &= 100; y_1 = 0 \\(100)^2k + c &= 0 \\10000k + c &= 0 \dots\dots\dots 3)\end{aligned}$$

dengan mensubstitusi Persamaan 2 ke persamaan 1;

$$\begin{aligned}10000k + 50 &= 0 \\k &= -0.005\end{aligned}$$

Sehingga persamaan menjadi  $y = f(x) = -0,005x^2 + 50$

b. Pendekatan pertama digunakan,  $n=3$  sehingga :  $y = f(x) = kx^3 + c$

Titik Awal ;

$$\begin{aligned}x_1 &= -100; y_1 = 0 \\(-100)^3k + c &= 0 \\-1000000k + c &= 0 \dots\dots\dots 1)\end{aligned}$$

Titik Kedua ;

$$\begin{aligned}x_1 &= 0; y_1 = 50 \\(0)^3k + c &= 50 \\c &= 50 \dots\dots\dots 2)\end{aligned}$$

Titik Kedua ;

$$x_1 = 100; y_1 = 0$$

$$(100)^3k + c = 0$$

$$1000000k + c = 0 \dots\dots\dots 3)$$

dengan mensubstitusi Persamaan 2 ke persamaan 1 dan 3;

$$-1000000k + 50 = 0$$

$$k_1 = -0.00005$$

$$1000000k + 50 = 0$$

$$k_2 = 0.00005$$

Untuk pangkat ganjil digunakan nilai k yang negative agar kurva selalu terbuka ke bawah, sedang untuk menstabilkan posisi kurva tetap terbuka kebawah digunakan tanda mutlak dengan ketentuan;

$$|x| = \begin{cases} x, & \text{jika, } x \geq 0 \\ -x, & \text{jika, } x < 0 \end{cases}$$

Sehingga persamaan menjadi  $y = f(x) = -0,00005|x|^3 + 50$

Untuk mendapatkan persamaan dengan kuadrat yang berbeda cara yang dilakukan sama seperti diatas. Sehingga diketahui menghasilkan persamaan monomial untuk tiap pangkat sebagai berikut ;

a. Monomial pangkat 2

$$y = -0.005 x^2 + 50$$

b. Monomial pangkat 3

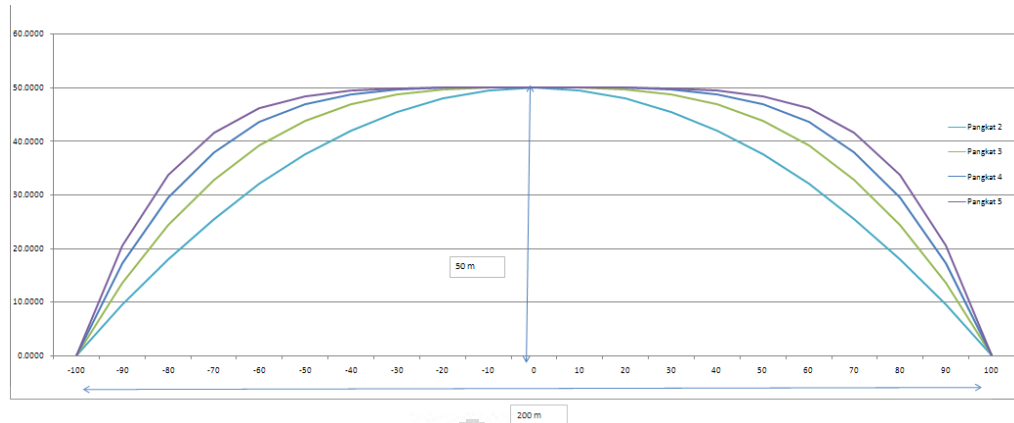
$$y = -0.00005|x|^3 + 50$$

c. Monomial pangkat 4

$$Y = -0.0000005x^4 + 50$$

d. Monomial pangkat 5

$$Y = -0.000000005|x|^5 + 50$$



Gambar 2. 13 Bentuk kurva kelengkungan tiap persamaan

( Sumber : olahan sendiri)

## 2.4 Peraturan Pembebanan Jembatan

Peraturan yang digunakan untuk menghitung pembebanan yaitu RSNI T-02-2005. Peraturan ini merupakan perubahan dari peraturan mengenai pembebanan jembatan sebelumnya yaitu *Bridge Management System* (BMS-1992). Sehingga ada beberapa perubahan yang sifatnya penyesuaian yakni dalam BMS mengikuti *Autoroads*, dikembalikan ke peraturan Nr.12/1970 dan tata cara SNI-03-1725-1989 yang sesuai dengan AASHTO.

### 2.4.1 Beban tetap

Masa dari setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan kerapatan masa rata-rata dari bahan yang digunakan; Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah masa dikalikan dengan percepatan gravitasi  $g$ . Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah  $9,81 \text{ m/dt}^2$ .

Pengambilan kerapatan masa yang besar mungkin aman untuk suatu keadaan batas, akan tetapi tidak untuk keadaan yang lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban terkurangi. Akan tetapi apabila kerapatan massa diambil dari suatu jajaran harga, dan harga yang sebenarnya tidak bisa ditentukan dengan tepat. Beban mati jembatan terdiri dari berat masing-masing bagian struktural dan elemen – elemen non-struktural. Masing-masing berat elemen ini harus dianggap sebagai aksi yang terintegrasi pada waktu menerapkan faktor beban biasa dan yang terkurangi.

### 2.4.1.1 Berat sendiri

Berat sendiri dari bagian bangunan adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap.

Table 2.1 Berat isi dan kerapatan massa masing – masing beban

No.	Bahan	Berat/Satuan Isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan Masa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Campuran aluminium	26.7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22.0	2240
3	Besi tuang	71.0	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17.2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18.8-22.7	1920-2320
6	Aspal beton	22.0	2240
7	Beton ringan	12.25-19.6	1250-2000
8	Beton	22.0-25.0	2240-2560
9	Beton prategang	25.0-26.0	2560-2640
10	Beton bertulang	23.5-25.5	2400-2600
11	Timbal	111	11 400
12	Lempung lepas	12.5	1280
13	Batu pasangan	23.5	2400
14	Neoprin	11.3	1150
15	Pasir kering	15.7-17.2	1600-1760
16	Pasir basah	18.0-18.8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17.2	1760
18	Baja	77.0	7850
19	Kayu (ringan)	7.8	800
20	Kayu (keras)	11.0	1120
21	Air murni	9.8	1000
22	Air garam	10.0	1025
23	Besi tempa	75.5	7680

( Sumber : RSNI T-02-2005)

#### 2.4.1.2 Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan.

Table 2.2 Faktor beban untuk beban mati tambahan

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN			
	$S_{;MA};$		$U_{;MA};$	
			Biasa	Terkurangi
Tetap	Keadaan umum	1,0 (1)	2,0	0,7
	Keadaan khusus	1,0	1,4	0,8
CATATAN (1) Faktor beban daya layan 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

( Sumber : RSNI T-02-2005)

#### 2.4.2 Beban lalu lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap as terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

##### 2.4.2.1 Lalu lintas rencana

Lajur lalu lintas Rencana harus mempunyai lebar 2,75 m. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel dibawah ini. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Table 2.3 Jumlah lalu lintas rencana

Tipe Jembatan (1)	Lebar Jalur Kendaraan (m) (2)	Jumlah Lajur Lalu lintas Rencana (n)
Satu lajur	4,0 - 5,0	1
Dua arah, tanpa median	5,5 - 8,25 11,3 - 15,0	2 (3) 4
Banyak arah	8,25 - 11,25 11,3 - 15,0 15,1 - 18,75 18,8 - 22,5	3 4 5 6

CATATAN (1) Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh Instansi yang berwenang.

CATATAN (2) Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dengan median untuk banyak arah.

CATATAN (3) Lebar minimum yang aman untuk dua-lajur kendaraan adalah 6,0 m. Lebar jembatan antara 5,0 m sampai 6,0 m harus dihindari oleh karena hal ini akan memberikan kesan kepada pengemudi seolah-olah memungkinkan untuk menyiap.

( Sumber : RSNI T-02-2005 )

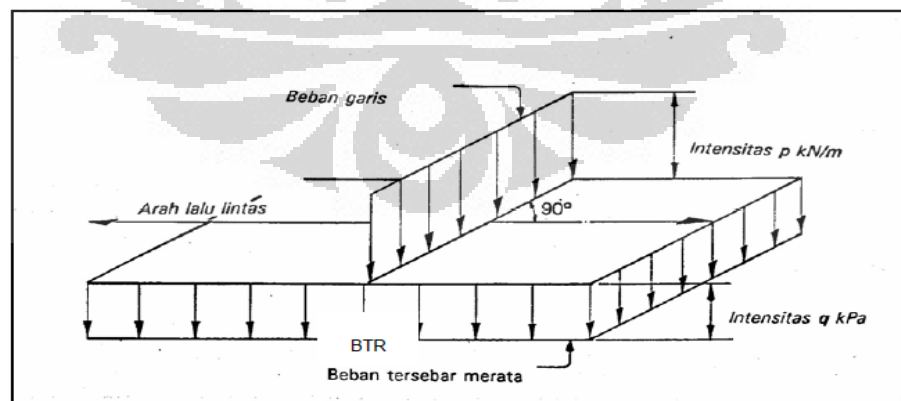
## a. Beban lajur "D"

Table 2.4 Faktor beban akibat lajur "D"

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$S_{i;TD}$	$U_{i;TD}$
Transien	1,0	1,8

( sumber : RSNI T-02-2005)

Seperti yang terlihat dibawah beban lajur "D" terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT).



Gambar 2. 14 Beban lajur "D"

( Sumber : RSNI T-02-2005)



Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa, dimana besarnya  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  seperti berikut:

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa}$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa}$$

dengan pengertian :

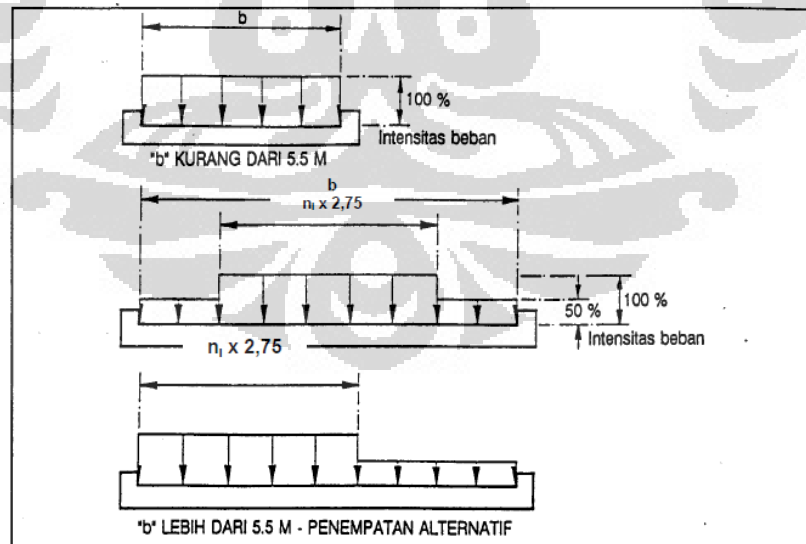
$q$  := intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan.

$L$  := panjang total jembatan yang dibebani (meter).

Panjang yang dibebani  $L$  adalah panjang total BTR yang bekerja pada jembatan. BTR mungkin harus dipecah menjadi panjang-panjang tertentu untuk mendapatkan pengaruh maksimum pada jembatan menerus atau bangunan khusus.

Beban garis (BGT) dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama.



Gambar 2. 15 Distribusi Pembebanan "D" pada arah melintang

( Sumber : RSNI T -02-2005)

Bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 %.

Apabila lebar jalur lebih besar dari 5,5m, beban "D" harus ditempatkan pada 2 lajur lalu lintas rencana dengan intensitas 100 %. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar 5,5q kN/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar 5,5p kN, kedua-duanya bekerja berupa strip pada jalur selebar 5,5 m; lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada jalur jembatan. Beban "D" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 %.

Luas jalur yang ditempati median yang dimaksud harus dianggap bagian jalur dan dibebani dengan beban yang sesuai, kecuali apabila median tersebut terbuat dari penghalang lalu lintas yang tetap.

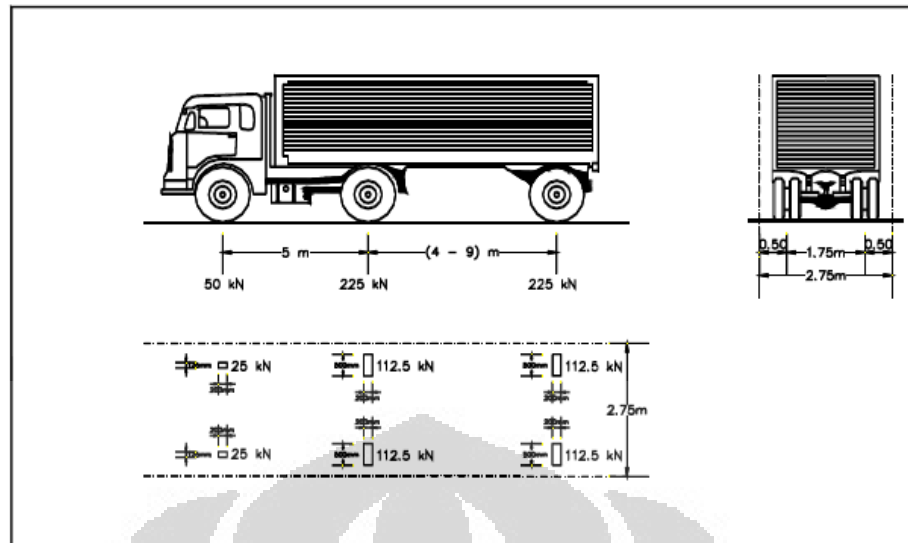
b. Pembebanan truk "T"

Table 2.5 Faktor beban akibat pembebanan truk "T"

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K_{S;T}$	$K_{U;T}$
Transien	1,0	1,8

( Sumber : RSNI T-02-2005)

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam Gambar 2.16. dibawah ini. Berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan ditengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti terlihat dalam gambar 2.16.



Gambar 2. 16 Pembebanan truk “T” ( 500 kN)

( Sumber : RSNI T -02- 2005)

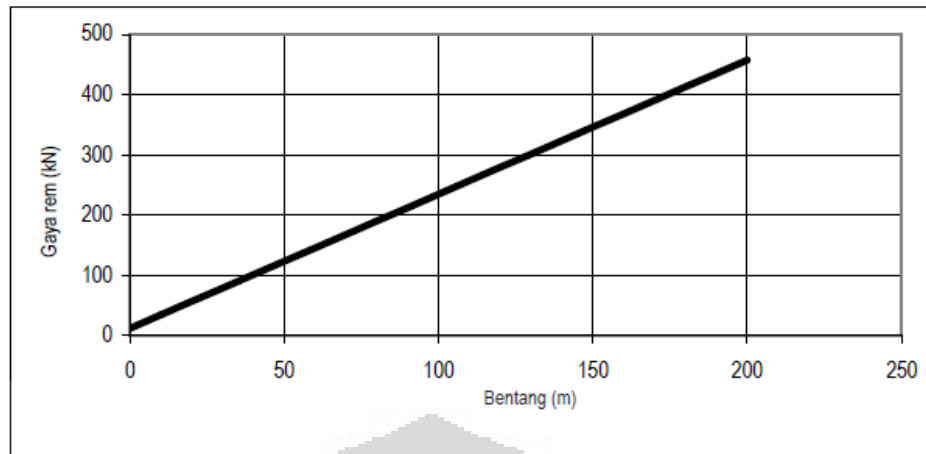
c. Beban Rem

Table 2.6 Faktor pembebanan akibat beban rem

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K_{S;TB}$	$K_{U;TB}$
Transien	1,0	1,8

( Sumber : RSNI T-02-2005)

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas (Tabel 2.7 dan Gambar 2.14), tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m di atas permukaan lantai kendaraan. Beban lajur D disini jangan direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan rumus 1:  $q = 9$  kPa. Dalam memperkirakan pengaruh gaya memanjang terhadap perletakan dan bangunan bawah jembatan, maka gesekan atau karakteristik perpindahan geser dari perletakan ekspansi dan kekakuan bangunan bawah harus diperhitungkan. Gaya rem tidak boleh digunakan tanpa memperhitungkan pengaruh beban lalu lintas vertikal.



Gambar 2. 17 Gaya rem per lajur 2,75 m

( Sumber : RSNI T-02-2005)

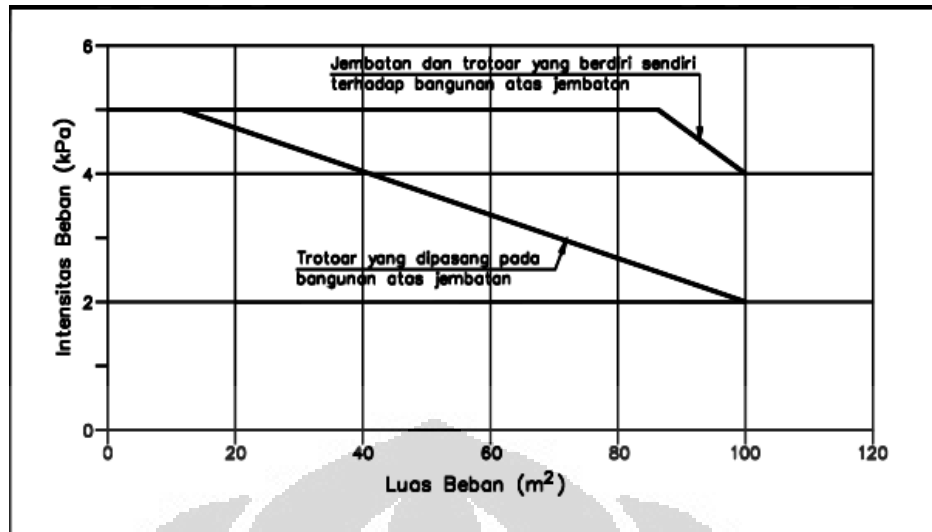
Dalam hal dimana beban lalu lintas vertikal mengurangi pengaruh dari gaya rem (seperti pada stabilitas guling dari pangkal jembatan), maka Faktor Beban Ultimit berkurang sebesar 40% boleh digunakan untuk pengaruh beban lalu lintas vertikal. Pembebanan lalu lintas 70% dan faktor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR tidak berlaku untuk gaya rem.

d. Pembebanan untuk pejalan kaki

Table 2.7 Faktor beban akibat pembebanan untuk pejalan kaki

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K_{S;TP;}$	$K_{U;TP;}$
Transien	1,0	1,8

( Sumber : RSNI T-02-2005)



Gambar 2. 18 Pembebanan untuk pejalan kaki

( Sumber : RSNI T-02-2005)

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Jembatan pejalan kaki dan trotoar pada jembatan jalan raya harus direncanakan untuk memikul beban per m<sup>2</sup> dari luas yang dibebani seperti pada Grafik 2.18. Luas yang dibebani adalah luas yang terkait dengan elemen bangunan yang ditinjau.

#### 2.4.2.2 Aksi lingkungan

Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab penyebab alamiah lainnya. Besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar ini dihitung berdasarkan analisa statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat. Dalam pembebanan rencana aksi lingkungan yang ditinjau yaitu beban angin.

Table 2.8 Faktor beban akibat beban angin

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K_{S;EW}$	$K_{U;EW}$
Transien	1,0	1,2

( Sumber : RSNI T-02-2005)

Pasal ini tidak berlaku untuk jembatan yang besar atau penting, seperti yang ditentukan oleh Instansi yang berwenang. Jembatan-jembatan yang demikian harus diselidiki secara khusus akibat pengaruh beban angin, termasuk respon dinamis jembatan;

Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut:

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \dots\dots\dots [ \text{kN} ]$$

dengan pengertian :

$V_w$  adalah kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

$C_w$  adalah koefisien seret - lihat Tabel 2.9

$A_b$  adalah luas ekuivalen bagian samping jembatan ( $\text{m}^2$ )

Kecepatan angin rencana harus diambil seperti yang diberikan dalam Tabel 2.10

Table 2.9 Koefisien seret  $C_w$

Tipe Jembatan	$C_w$
Bangunan atas masif: (1), (2) $b/d = 1.0$ $b/d = 2.0$ $b/d \geq 6.0$	2.1 (3) 1.5 (3) 1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) $b$ = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran $d$ = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari $b / d$ bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, $C_w$ harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

( Sumber : RSNI T-02-2005 )

Table 2.10 Kecepatan angin rencana  $V_w$

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

( Sumber : RSNI T-02-2005 )

Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekivalen ini dianggap 30 % dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar.

Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas; apabila suatu kendaraan sedang berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horisontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti diberikan dengan rumus:

$$T_{EW} = 0,0012 C_w (V_w)^2 A_b [ \text{kN} ] \text{ dengan pengertian : } C_w = 1.2$$

Table 2.11 Faktor beban akibat pengaruh gempa

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	K	K
Transien	Tak dapat digunakan	1.0

( Sumber : RSNi T -02-2005)

Pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimit. Pasal ini menetapkan metoda untuk menghitung beban dinamik untuk jembatan-jembatan dimana analisa spectra respons adalah sesuai. Untuk jembatan besar, rumit dan penting mungkin diperlukan analisa dinamis. Lihat standar perencanaan beban gempa untuk jembatan (SNI 2833 : 2008).

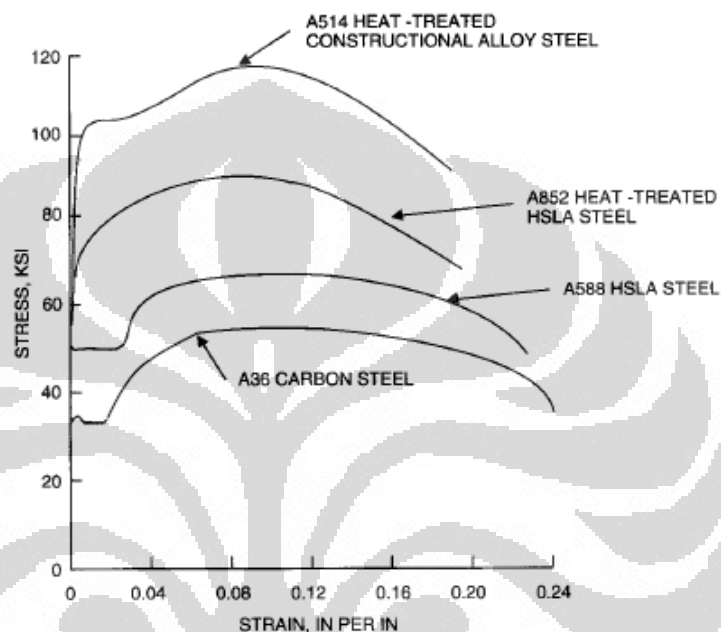


Gambar 2. 19 Peta Gempa Indonesia

( sumber : SNI 2833 : 2008)

## 2.5 Material Struktur baja

Baja untuk pemakaian struktural dapat diklasifikasikan oleh komposisi kimia, sifat tarik, dan metode pembuatan seperti baja karbon, baja *alloy* rendah berkekuatan tinggi (*high-strength low-alloy steel*), perlakuan panas baja karbon, dan perlakuan panas dalam konstruksi pembuatan baja. Kurva tegangan-regangan khas untuk baja dalam klasifikasi masing-masing ditunjukkan pada Gambar 2.19



Gambar 2. 20 Kurva tegangan – regangan untuk klasifikasi baja struktural

( Sumber : R. L. Brockenbrough, Sec. 1 p1.2 in Standard Handbook for Civil Engineers, 3rd ed., F. S. Merritt, ed., McGraw-Hill, Inc., New York.)

Untuk menggambarkan tingkat kekuatan meningkat disediakan oleh empat klasifikasi baja.

### 2.5.1 Baja karbon (*carbon steel*)

Baja karbon mengandung unsur bukan besi dengan unsur karbon maksimum 2% serta mangan 1,65%, silikon 0,6% tembaga 0,6 %. Baja A36 adalah baja karbon utama untuk jembatan, bangunan, dan struktur lainnya menggunakan. Seperti pada gambar 2.16, baja ini menyediakan titik luluh minimum 36 ksi untuk segala bentuk struktural sedangkan untuk plat mampu memiliki ketebalan hingga 8 inci.



### 2.5.2 Baja Paduan Rendah Kekuatan Tinggi / *High-Strength Low-Alloy Steels* (HSLA)

Baja paduan ini memiliki tingkat kelelahan minimum lebih dari 40 ksi dan dapat dicapai jika dilakukan dicanai panas bukan dengan perlakuan panas. Sehingga lebih dikenal dengan HSLA serta jenis baja ini dikenal lebih ekonomis.

### 2.5.3 *Heat-Treated Carbon and HSLA Steels*

Perlakuan pemanasan karbon dan HSLA steels dapat mencapai titik leleh sebesar 50 -75 ksi, lebih tepatnya kekuatan baja ini diantara HSLA dan paduan baja konstruksi (*heat-treated constructional alloy steels*).

### 2.5.4 *Heat-Treated Constructional Alloy Steels*

Baja yang mengandung unsur paduan melebihi batas untuk baja karbon dan dipanaskan untuk mendapatkan kombinasi kekuatan tinggi dan ketangguhan baja paduan ini disebut *heat-treated constructional alloy steels*. Memiliki kekuatan luluh dari 100 ksi, ini adalah baja terkuat dalam penggunaan struktural umum.

Material baja untuk jembatan biasanya dilapisi oleh baja dengan mutu A709 dalam hal ini baja-baja yang telah disebutkan di atas yakni spesifikasinya, nilai 36, 50, 70, dan 100 adalah masing-masing baja dengan kekuatan 36, 50, 70, dan 100 ksi.

### 2.5.5 Baja Kabel Untuk Aplikasi Struktur/ *Steel Cable For Structural Application*

Kabel-kabel baja telah digunakan selama bertahun-tahun dalam pembangunan jembatan dan kadang-kadang digunakan dalam konstruksi bangunan untuk mendukung atap dan lantai.

Table 2.12 Properti kabel baja

Minimum breaking strength, kip,* of selected cable sizes			Minimum modulus of elasticity, ksi,* for indicated diameter range	
Nominal diameter, in	Zinc-coated strand	Zinc-coated rope	Nominal diameter range, in	Minimum modulus, ksi
½	30	23	Prestretched zinc-coated strand	
¾	68	52		
1	122	91.4	½ to 2 <sup>9</sup> / <sub>16</sub>	24,000
1½	276	208	2 <sup>5</sup> / <sub>8</sub> and over	23,000
2	490	372	Prestretched zinc-coated rope	
3	1076	824		
4	1850	1460	¾ to 4	20,000

\* Values are for cables with class A zinc coating on all wires. Class B or C can be specified where additional corrosion protection is required.

( Sumber : R. L. Brockenbrough, Sec. 1 p1.3 in Standard Handbook for Civil Engineers, 3rd ed., F. S. Merritt, ed., McGraw-Hill, Inc., New York.)

Selama pembuatan, kabel khusus dalam untai jembatan dan tali, umumnya di lapi galvanis untuk memberikan ketahanan terhadap korosi. Dalam proses ini, untai atau tali dikenakan beban yang telah ditetapkan tidak lebih dari 55% dari kekuatan putus untuk jangka waktu yang cukup untuk menghilangkan peregangan struktural terutama disebabkan oleh penyesuaian radial dan aksial kabel atau untai ke beban. Jadi, di bawah beban desain normal, perpanjangan yang terjadi pada dasarnya elastis dan dapat dihitung dari nilai modulus elastik diberikan dalam Tabel 2.12.

Sifat-sifat tarik baja umumnya ditentukan dari tes ketegangan pada spesimen kecil atau kupon sesuai dengan prosedur standar ASTM. Berikut adalah sifat-sifat yang dimiliki material baja;

- a. Regangan. Ketika spesimen baja dikenakan beban, rentang elastis awal diamati di mana tidak ada deformasi permanen. Jadi, jika beban dihilangkan, spesimen kembali ke dimensi aslinya. Rasio stres untuk strain dalam rentang elastis modulus elastisitas, atau modulus Young modulus E. Karena ini adalah konsisten sekitar 29.000 ksi ( 200.000 MPa) untuk semua baja struktural.

- b. *Leleh/Yielding*. Tegangan yang terjadi pada saat terjadi kenaikan regangan tanpa kenaikan tegangan atau besarnya tegangan untuk mencapai regangan plastis sebesar 0,2%.
- c. *Daktilitas*. Ini merupakan sifat penting dari baja struktural. Hal ini memungkinkan redistribusi tekanan dalam anggota terus menerus dan pada titik-titik tegangan lokal yang tinggi, seperti di lubang atau diskontinuitas lainnya. Hal ini menunjukkan kemampuan deformasi inelastic tanpa runtuh(fracture).
- d. *Poisson rasio*. Nilai mutlak dari regangan memanjang/*lateral* terhadap regangan aksial/*vertical* akibat pembebanan. Nilai poisson rasio ini sama untuk semua struktur baja yaitu 0,30 dalam rentang elastis dan 0,50 dalam rentang plastik.
- e. *Keliatan/thoughness*. Berhubungan dengan energy total, baik elastis maupun inelastis yang dapat diserap oleh satuan volume bahan sebelum runtuh (*fracture*).

Sehingga dibawah ini dapat dijelaskan mengenai keuntungan dan kerugian material baja;

- a. Kuat terhadap gaya tarik, dan beban yang bisa dipikul sangat besar dibandingkan dengan material beton bertulang dengan panjang dan dimensi yang sama.
- b. Baja merupakan material yang memiliki *durability* tinggi yang sifatnya homogen sehingga beban dapat terdistribusi secara merata.
- c. Kualitas material struktur mudah di kontrol atau terjamin dengan stabilitas yang cukup tinggi.
- d. Bahan yang mudah untuk dibongkar dan dipasang dalam proses konstruksi.
- e. Sifat daktilitas baja memberikan keuntungan tidak akan runtuh secara tiba-tiba karena mengalami pelelehan terlebih dahulu.
- f. Sebagai material yang mudah dibentuk dan dibangun menjadikan salah satu pilihan pertama dalam memperbaiki perkuatan struktur bangunan.
- g. Kerugian material baja yakni mudah korosi jika perawatan tidak teratur.
- h. Mudah kehilangan kekuatan pada saat temperature yang cukup tinggi.

- i. Harga material sangat mahal dan belum menyebar proses distribusi ke pelosok daerah.

## 2.6 Pengecekan kekuatan menggunakan spesifikasi AISC – LRFD

*Load Resistance Factor Design* memiliki persamaan dalam hal kekuatan maupun kegagalan struktur. Kegagalan struktur bisa berupa deformasi yang sangat besar dan melebihi kapasitas izin, ataupun kegagalan yang langsung berakibat struktur tersebut runtuh. Pada prinsipnya, LRFD yakni komponen struktur memiliki kekuatan yang cukup untuk menahan beban terfaktor. Sebagai tambahan juga tiap komponen struktur dikurangi oleh faktor ketahanan (*resistance factor*).

Prinsipnya :

Beban terfaktor  $\leq$  kekuatan terfaktor

Beban terfaktor sendiri merupakan penjumlahan beban yang bekerja pada struktur dimana tiap beban dikalikan dengan faktornya sendiri. Biasanya faktor beban lebih besar dari satu. Akan tetapi, untuk kekuatan desain member kekuatannya direduksi dalam hal ini ketahanan dikalikan dengan faktor ketahanan yang nilainya kurang dari satu. Dapat diterjemahkan dalam bahasa matematik sebagai berikut :

$\sum(\text{beban} \times \text{faktor beban}) \leq \text{ketahanan} \times \text{faktor ketahanan}$

$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi R_n$

Pengertiannya :

$\gamma_i$  = Faktor beban

$Q_i$  = Beban yang bekerja (bisa berupa gaya atau momen)

$R_n$  = Ketahanan nominal atau kekuatan desain sebelum direduksi.

$\phi$  = Faktor ketahanan

Simbol  $\phi R_n$  merupakan kekuatan desain, yang mana factor ketahanan akan memiliki nilai berbeda – beda tiap kondisi pembebanan pada struktur. Untuk mengecek kekuatan struktur perlu dilakukan beberapa tahapan pengecekan antara lain :

### 2.6.1 Komponen struktur tarik

Komponen pada struktur tarik dapat mengalami kegagalan berupa *yielding* dan *fracture*. Kegagalan berupa *yielding* dapat diantisipasi dengan

memperhitungkan tegangan yang bekerja pada penampang kotor profil harus lebih kecil daripada titik leleh ( $F_y$ ) desain baja yang digunakan. Sedangkan untuk kegagalan berupa *fracture* harus diperhitungkan tegangan yang terjadi pada penampang bersih harus lebih kecil tegangan tarik ( $F_u$ ) desain.

Beban terfaktor dan desain kekuatan *member* struktur tarik persamaan dalam LRFD:

$$P_u \leq \phi_t P_n$$

Dalam mendesain kekuatan *member* untuk kegagalan *yielding* dan *fracture* perbedaan dalam faktor tahanan dan luas area penampang yang dihitung sehingga persamaannya dibedakan sebagai berikut:

Persamaan untuk kegagalan *yielding* faktor tahanan ( $\phi_t=0,90$ );

$$P_u \leq 0,9 F_y A_g$$

Persamaan untuk kegagalan *fracture* faktor tahanan ( $\phi_t=0,75$ );

$$P_u \leq 0,9 F_u A_n$$

### 2.6.2 Komponen struktur tekan

Komponen struktur tekan yaitu elemen struktur yang hanya mengalami gaya tekan aksial saja, dan beban bekerja sepanjang sumbu longitudinal melalui *centroid* penampang. Sehingga komponen pada struktur tekan dapat mengalami kegagalan berupa tekuk struktur (*buckling*). Seperti layaknya kolom, Beban kritis tekuk ( $P_{cr}$ ) berdasarkan rumus Euler :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 E A r^2}{L^2} = \frac{\pi^2 E A}{(L/r)^2}$$

$$F_e = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Pengertian :

K = Faktor tekuk,

L = Panjang elemen,

KL = Panjang efektif elemen,

Persamaan ketahanan untuk komponen tekan yakni;

$$P_u \leq \phi_c P_n, (P_n = A_g F_{cr}, \phi_c = 0,90)$$

$$P_u \leq 0,90 \cdot A_g \cdot F_{cr}$$

Nilai  $F_{cr}$  dibedakan dari bentuk kegagalan tekuk yaitu :

- a. Kegagalan tekuk elastic (*Elastic buckling*),

$$F_e \geq 0,44F_y \text{ atau } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ sehingga } F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

- b. Kegagalan tekuk inelastic (*Inelastic buckling*).

$$F_e < 0,44F_y \text{ atau } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ sehingga } F_{cr} = [0,877F_e]$$

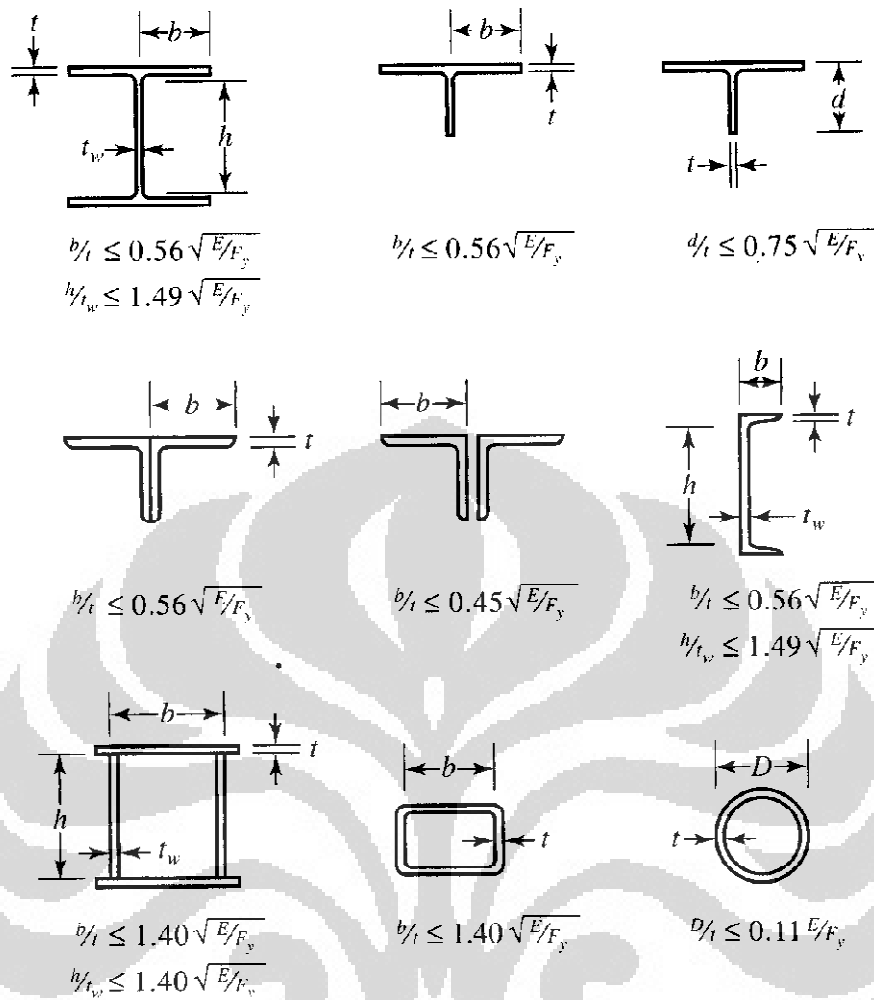
Kolom yang memiliki penampang yang tipis bisa mengalami tekuk local di sayap (*flens*) atau dibadan (*web*). Jika elemen penampang memiliki rasio kelangsingan ( $b/t$ ) kurang dari nilai  $\lambda_r$  maka kegagalan tekuk local tidak bisa dihindari. Oleh karena itu digunakan ketentuan penampang yang kompak maupun non-kompak. Selain itu harus memenuhi nilai kelangsingan minimum yaitu :

$$\lambda = \frac{L_k}{r} < 200$$

Table 2.13 Parameter lebar badan – tebal sayap untuk profil I dan H

Elemen	$\lambda$	$\leq$	$\lambda_p$
Flange	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\leq$	$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Web	$\frac{h}{t_w}$	$\leq$	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

( Sumber : Catatan kuliah Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department 2010 )



Gambar 2. 21 Parameter lebar badan – tebal sayap untuk profil lainnya

( Sumber : Figure 4.9 W.T Segui 4<sup>th</sup> edition)

### 2.6.3 Komponen struktur pada balok

Komponen yang mampu menyokong beban transversal dimana komponen struktur secara horizontal dan pembebanan vertikal. Walaupun tidak selalu demikian karena komponen struktur akan dinamakan balok apabila dibebani akan mengakibatkan *bending*. Tidak menutup kemungkinan terjadi tekuk lokal pada komponen balok dengan bentuk kegagalan akibat tekuk.

Tekuk dari flange kompresi (flens lokal tekuk - FLB) Tekuk dari bagian kompresi web (web lokal tekuk-WLB). Kekuatan tekuk tergantung pada rasio lebar-tebal (rasio kelangsingan) dari elemen penampang. Bagian baja diklasifikasikan sebagai kompak, non-kompak, atau ramping tergantung pada rasio kelangsingan dari penampang.

Table 2.14 Pengelompokan klasifikasi penampang

Ketentuan Penampang	Ketentuan
Kompak (tidak terjadi tekuk local)	$\lambda \leq \lambda_p$
Tidak kompak (ada masalah tekuk local)	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
langsing (terjadi tekuk local)	$\lambda > \lambda_r$

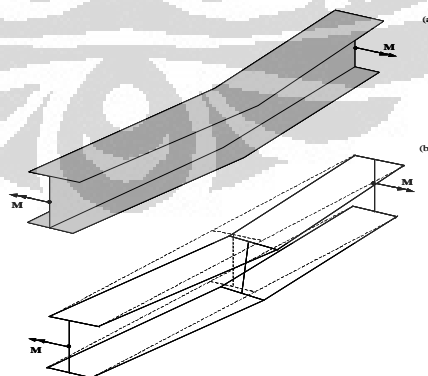
( Sumber : Catatan kuliah Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department 2010 )

Table 2.15 Parameter lebar dan ketebalan penampang

Section	Plate element	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Wide-flange	Flange	$b_f/2t_f$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_L}$
	Web	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$
Channel	Flange	$b_f/t_f$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_L}$
	Web	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$
Square or Rect. Box	Flange	$(b-3t)/t$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$
	Web	$(b-3t)/t$	$3.76 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$

( Sumber : Catatan kuliah Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department 2010 )

Untuk member yang panjang lateral tidak didukung oleh member lagi maka balok - dapat mengalami tekuk torsi lateral akibat berakibat terjadi momen lentur.



Gambar 2. 22 Lateral-torsi tekuk dari balok lebar flens dikenakan besar momen yang konstan.

( Sumber : Catatan kuliah Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department 2010 )



Balok dapat gagal dengan mencapai momen plastis dan menjadi penuh plastik, atau dapat gagal oleh tekuk dengan salah satu cara berikut:

- Lateral torsional buckling* (LTB), baik elastis atau inelastis
- Flange Local buckling* (FLB), elastis atau inelastis;
- Web Local Buckling* (WLB) elastis atau inelastis;

Untuk menghitung kekuatan momen nominal harus memperhatikan peraturan misalnya jika tegangan lentur maksimum adalah kurang dari batas proporsional dan terjadi tekuk, maka kegagalan dikatakan elastis. Jika tidak, itu adalah inelastis. Sehingga untuk mendesain kekuatan elemen balok dengan berbagai penampang :

- Kompak ( Stabil tidak terjadi tekuk) :

$$L_b \leq L_p, \quad \phi M_n = 0.9M_p$$

Dengan pengertian :

$L_b$  = Panjang tanpa pengikat (mm)

$$L_p = \frac{787r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$M_n = M_p, \quad M_p = F_y \cdot Z \leq 1.5M_y$$

- Non kompak (*Inelastic LTB*):

$$L_p \leq L_b \leq L_r, \quad \phi M_n = 0.9C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

Batasan terjadinya tekuk elastis dan tekuk inelastis ;

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}, \quad X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}$$

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

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{koefisien lentur})$$

$$M_r = (F_y - F_r)S_x, \quad F_r = 10 \text{ ksi} = 70 \text{ MPa}$$

$M_{\max}$  = Nilai absolut dari momen maksimum dalam panjang tanpa pengikat ( $L_b$ )

$M_A$  = Nilai absolut dari momen pada di  $\frac{1}{4}$  bentang tanpa pengikat ( $L_b$ )

MB = Nilai absolut saat di  $\frac{1}{2}$  bentang tanpa pengikat ( $L_b$ )

MC = Nilai absolut saat di  $\frac{3}{4}$  bentang tanpa pengikat ( $L_b$ )

c. Elastis LTB:

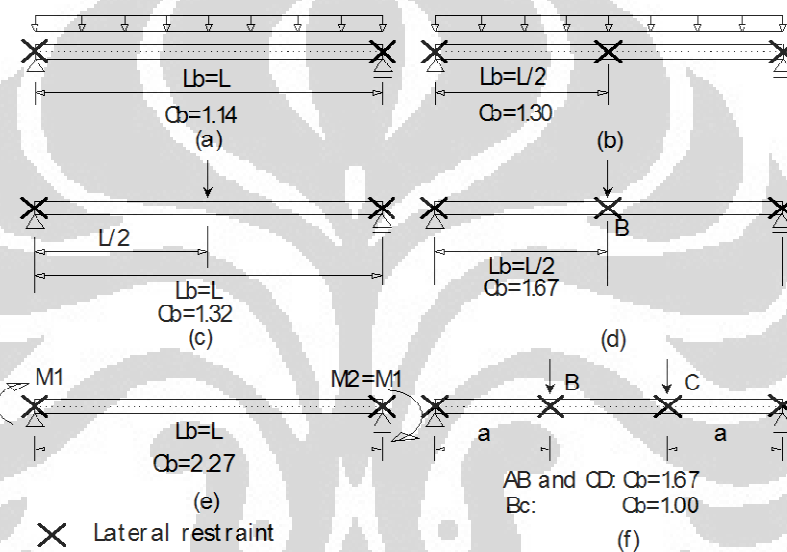
$$L_b > L_r, \phi M_n = 0.9 C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y \cdot G \cdot J + \left(\frac{\pi \cdot E}{L_b}\right)^2 \cdot I_y \cdot C_w}$$

Dengan pengertian :

$G$  = Modulus geser = 80,000 MPa , untuk baja struktural

$J$  = Momen inersia polar ( $\text{mm}^4$ )

$C_w$  = Warping constant ( $\text{mm}^6$ ).



Gambar 2. 23 Faktor modifikasi untuk momen yang tidak beragam.

( Sumber : Catatan kuliah Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department 2010 )

Kekuatan penampang terhadap geser, memiliki ketentuan :

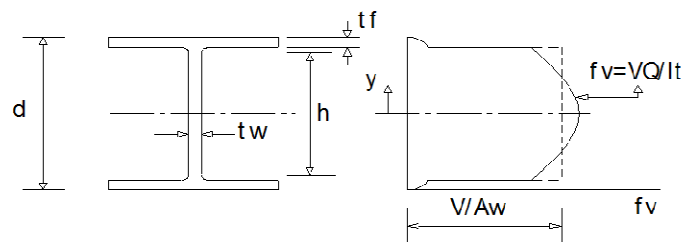
$$V_u \leq \phi_v \cdot V_n$$

Dengan pengertian ;

$V_u$  = kekuatan geser ultimate setelah dikalikan faktor beban.

$\phi_v$  = faktor tahanan geser besarnya 0,90

$V_n$  = Kekuatan nominal desain



Gambar 2. 24 Tegangan geser yang terjadi pada penampang profil H

( Sumber : Catatan kuliah Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department 2010 )

Kekuatan tegangan geser ;

$$f_v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t}$$

Dengan pengertian ;

$f_v$  = tegangan geser yang terjadi.

$V$  = gaya geser vertikal pada titik yang ditinjau.

$Q$  = momen, sekitar sumbu netral.

$I$  = momen inersia terhadap sumbu netral.

$t$  = lebar penampang pada titik yang ditinjau.

*Web* benar-benar akan meluluh jauh sebelum flensa mulai luluh. Karena itu, web merupakan salah batasan dalam menghitung kekuatan geser. Dengan mengambil tegangan luluh geser sebagai 60% dari tegangan luluh tarik. sehingga persamaan untuk geser nominal.

$$f_v = \frac{V_n}{A_w} = 0.6F_y$$

$$\therefore V_n = 0.6F_y \cdot A_w$$

$$A_w = \text{Luas badan penampang (web)} = d \cdot t_w \text{ mm}^2$$

$$d = \text{Seluruh ketinggian dari penampang mm}$$

Untuk mengetahui kegagalan pada *web* maka harus diperhatikan kekuatan nominal geser dari *web* tanpa pengaku.

d. Web stabil jika

$$h/t_w \leq 1100/\sqrt{F_y} \text{ sehingga } V_n = 0.60F_y \cdot A_w$$

e. Terjadi tekuk inelastis jika

$$1100/\sqrt{F_y} < h/t_w \leq 1370/\sqrt{F_y} \text{ sehingga } V_n = 0,60F_y \cdot A_w \frac{1100/\sqrt{F_y}}{h/t_w}$$

f. Terjadi tekuk elastic pada web jika

$$1370/\sqrt{F_y} < h/t_w \leq 260 \text{ sehingga } V_n = \frac{904,000A_w}{(h/t_w)^2}$$

Dengan pengertian :

$F_y$  = tegangan leleh = Mpa

$A_w$  = luas web =  $d \cdot t_w$ , mm<sup>2</sup>

$d$  = Seluruh ketinggian dari penampang, mm

#### 2.6.4 Komponen balok – kolom

Jika Interaksi antara gaya lentur dan tekan bekerja bersamaan maka persamaan yang harus dipenuhi

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0$$

Dengan pengertian ;

$P_u$  = Gaya aksial ultimate yang bekerja

$\phi_c P_n$  = Gaya tahanan desain terhadap aksial

$M_u$  = Momen ultimate yang bekerja

$\phi_b M_n$  = Desain kekuatan tahanan momen

Untuk lentur terhadap biaksial ada dua parameter yang lentur yang diperhitungkan sehingga persamaan interaksi untuk tekan dan lentur sebagai berikut :

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Dengan ketentuan lentur terjadi pada sumbu x dan sumbu y. Pada AISC dan SNI ada ketentuan perhitungan dalam kombinasi gaya yang terjadi akibat tekan, sehingga jika ;

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 2.0 \text{ maka persamaan menjadi } \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \text{ jika}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 2.0 \text{ maka persamaan menjadi } \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Pada AISC ketentuan interaksi antara gaya tarik dan lentur pada komponen sumbu x dan y sebagai berikut ;

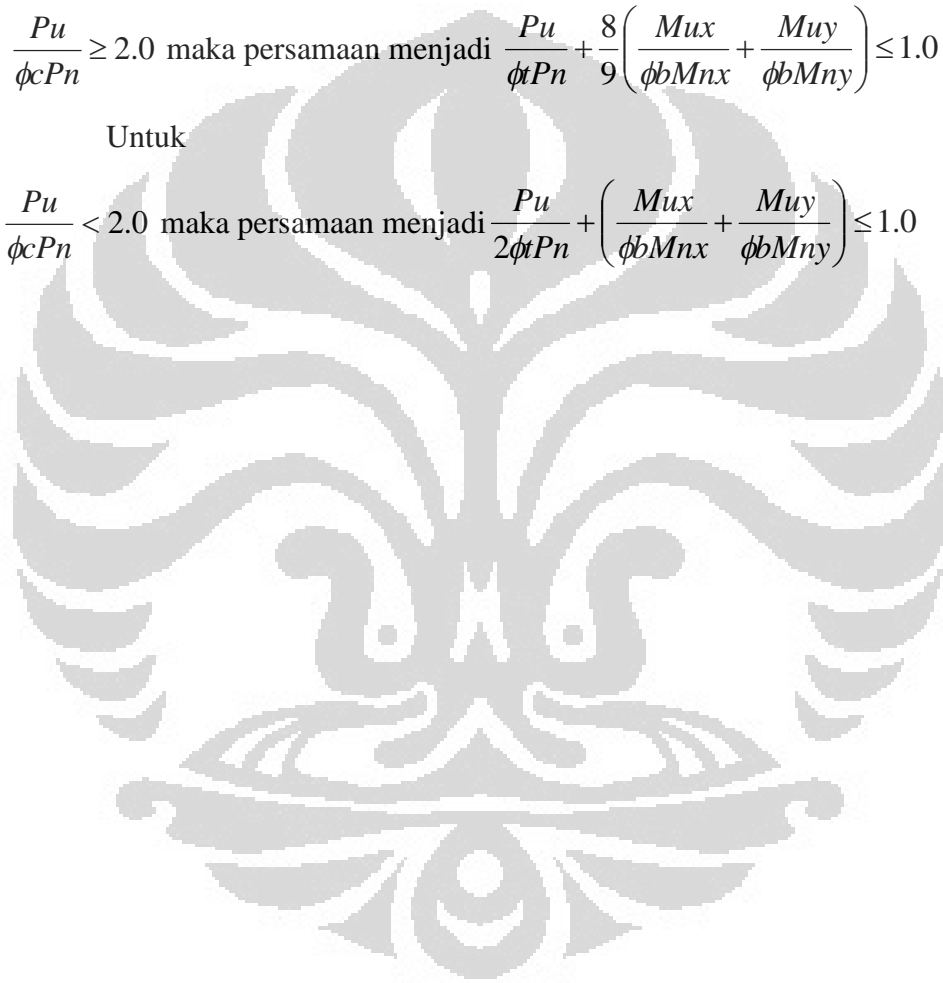
$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Sehingga persamaan yang berlaku jika interaksi tarik dan lentur terjadi

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 2.0 \text{ maka persamaan menjadi } \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

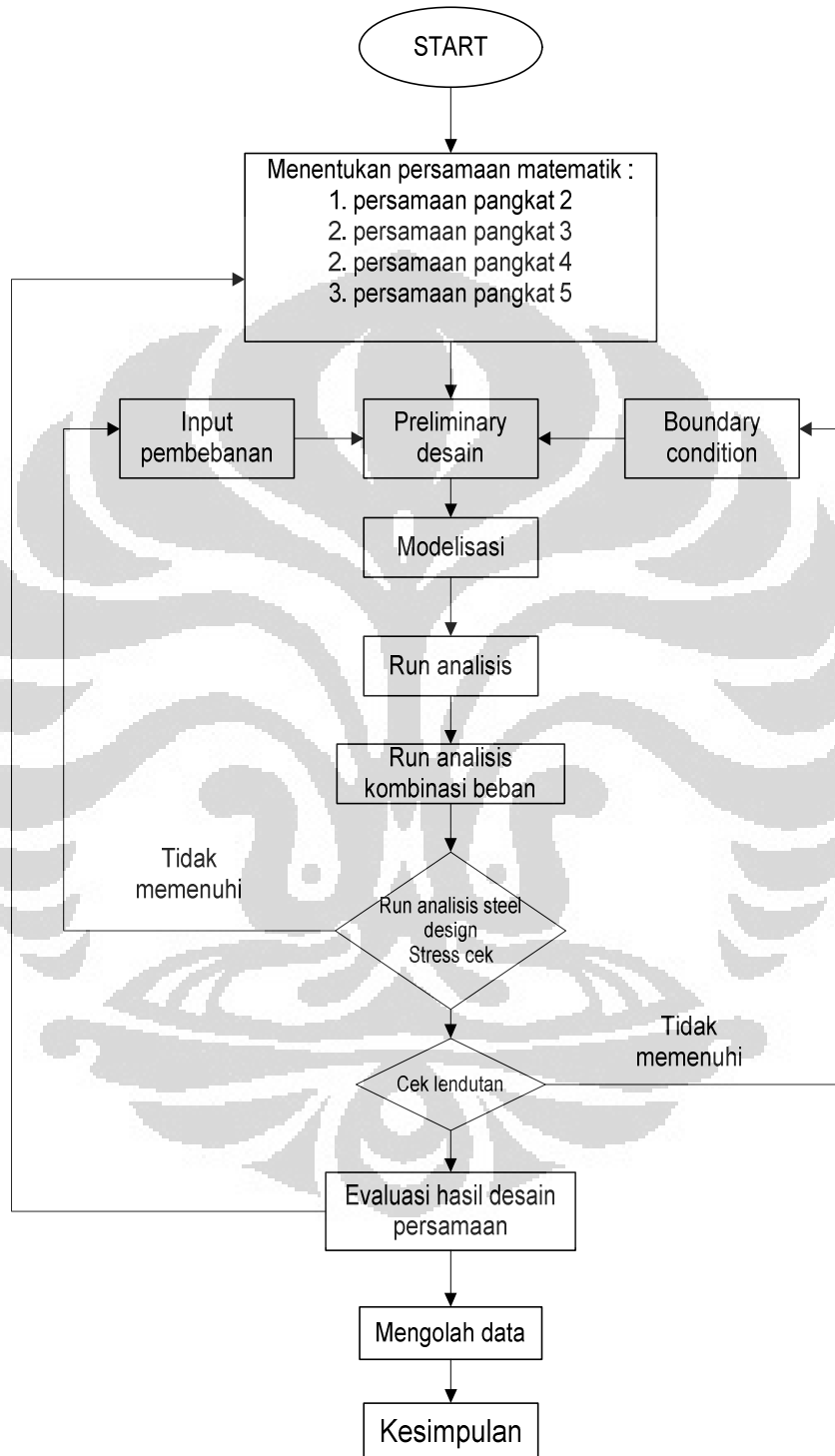
Untuk

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 2.0 \text{ maka persamaan menjadi } \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$



## BAB 3 METODOLOGI

### 3.1 Diagram alir penelitian



Gambar 3. 1 Diagram alir metode penelitian

( Sumber : Olahan sendiri )

### 3.2 Modelisasi Jembatan

Dalam mendesain jembatan busur terikat (*tied-arch bridge*), digunakan salah satu program analisa struktur yakni SAP2000. Desain jembatan dimodelkan dalam bentuk 3 Dimensi. Tahap modeling ini bagian *input* data struktur jembatan, sehingga desain jembatan yang dibuat pada perangkat lunak dibuat menyerupai kondisi sebenarnya. Sehingga perilaku yang terjadi bisa menyerupai kondisi nyata jembatan busur terikat. Langkah – langkah yang lebih detail tentang desain jembatan busur akan dijelaskan pada poin – poin berikutnya.

Menentukan variasi persamaan

Studi kasus ini akan membandingkan empat persamaan kelengkungan kurva yang dianalisis pada jembatan busur terikat antara lain persamaan pangkat 2, 3, 4 dan 5. Persamaan kurva diperoleh dari bab sebelumnya, adapun pada bab ini tiap persamaan kurva dijadikan sebagai variasi dalam mendesain jembatan busur terikat.

Dalam proses analisis desain digunakan satu persamaan yang akan digunakan untuk mengetahui perilaku yang terjadi pada jembatan tersebut.

Persamaan yang akan dimodelisasi antara lain ;

a. Monomial pangkat 2

$$y = -0.005 x^2 + 50 ;$$

b. Monomial pangkat 3

$$y = -0.00005|x|^3 + 50$$

c. Monomial pangkat 4

$$y = -0.0000005x^4 + 50$$

d. Monomial pangkat 5

$$y = -0.000000005|x|^5 + 50$$

e. Modelisasi pada SAP2000 dilakukan semi-manual sehingga diperlukan titik – titik koordinat kelengkungan kurva jembatan. Sehingga data berikut merupakan rangkuman nilai koordinat  $x$  dan  $y$  yang akan di *input* ke dalam program analisa struktur SAP2000.

Table 3.1 koordinat persamaan kurva

Koordinat	Persamaan			
	Pangkat 2	Pangkat 3	Pangkat 4	Pangkat 5
x (m)	y ( m )	y ( m )	y ( m )	y ( m )
-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-90	9.5000	13.5500	17.1950	20.4755
-80	18.0000	24.4000	29.5200	33.6160
-70	25.5000	32.8500	37.9950	41.5965
-60	32.0000	39.2000	43.5200	46.1120
-50	37.5000	43.7500	46.8750	48.4375
-40	42.0000	46.8000	48.7200	49.4880
-30	45.5000	48.6500	49.5950	49.8785
-20	48.0000	49.6000	49.9200	49.9840
-10	49.5000	49.9500	49.9950	49.9995
0	50.0000	50.0000	50.0000	50.0000
10	49.5000	49.9500	49.9950	49.9995
20	48.0000	49.6000	49.9200	49.9840
30	45.5000	48.6500	49.5950	49.8785
40	42.0000	46.8000	48.7200	49.4880
50	37.5000	43.7500	46.8750	48.4375
60	32.0000	39.2000	43.5200	46.1120
70	25.5000	32.8500	37.9950	41.5965
80	18.0000	24.4000	29.5200	33.6160
90	9.5000	13.5500	17.1950	20.4755
100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

( Sumber : Olahan Sendiri )

### 3.3 Preliminary desain

Merupakan data *input* awal yang akan dipakai dalam desain jembatan untuk setiap variasi model.

#### 3.3.1 Batasan desain jembatan

Dengan adanya batasan, desain jembatan tidak akan terlalu menyimpang dari konsep jembatan *tied arch bridge*, ketentuan struktur awal jembatan sebagai berikut;

- a. Panjang jembatan

$$L = 200 \text{ m}$$

- b. Lebar jembatan ( termasuk trotoar 1,5 m di kanan dan kiri)

$$B = 10 \text{ m}$$



- c. Perletakan digunakan sendi – rol  
Untuk perletakan rol arah y di-*restraint*
- d. Material baja
- Profil baja *frame, box* : BJ41,  $F_y = 250$  Mpa,  $F_u = 410$  Mpa
  - *Hanger SS80*:  $F_y = 975.48$  Mpa,  $F_u = 1610.35$  Mpa
- e. Material beton  
 $f'_c = 30$  MPa, berat jenis  $23.5$  kN/m<sup>3</sup>
- f. *Finishing top floor*  
Asplat, berat jenis  $2240$  kg/m<sup>3</sup>
- g. Ketebalan *deck plat*  
Untuk pelat beton menggunakan beton bertulang dengan sistem cor di tempat. Penentuan tebal pelat adalah sebagai berikut.  
 $t_s \geq 200$  mm atau  
 $t_s \geq (100 + 40l)$  mm  
 $t_s \geq (100 + 40(2))$  mm  
 $t_s \geq 180$  mm  
 Tebal pelat beton yang digunakan yaitu  $200$  mm =  $20$  cm
- h. Tebal finishing aspal  
Tebal =  $5$  cm.
- i. Trotoar (beton )  
Tebal =  $20$  cm.
- j. *Floor beam*  
*Custom* =  $1200 \times 1000 \times 50 \times 40$  mm
- k. *Stringer*  
Dimensi awal = W18x158
- l. *Tie beam*  
*Custom* tiap persamaan berbeda.
- m. *Arch*  
*Custom* tiap persamaan berbeda.
- n. *Hanger*  
Diameter =  $80$  mm

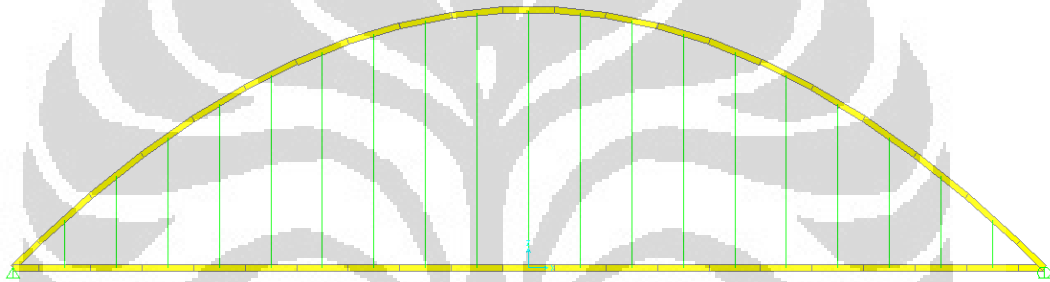
### 3.3.2 Pemodelan desain jembatan pada SAP2000

Data koordinat dari tiap persamaan, masing – masing dijadikan *grid* untuk kelengkungan dari tiap model jembatan, kemudian dari batasan desain dijadikan acuan awal untuk memodelkan jembatan.

#### a. Variasi 1 ( persamaan pangkat 2 )

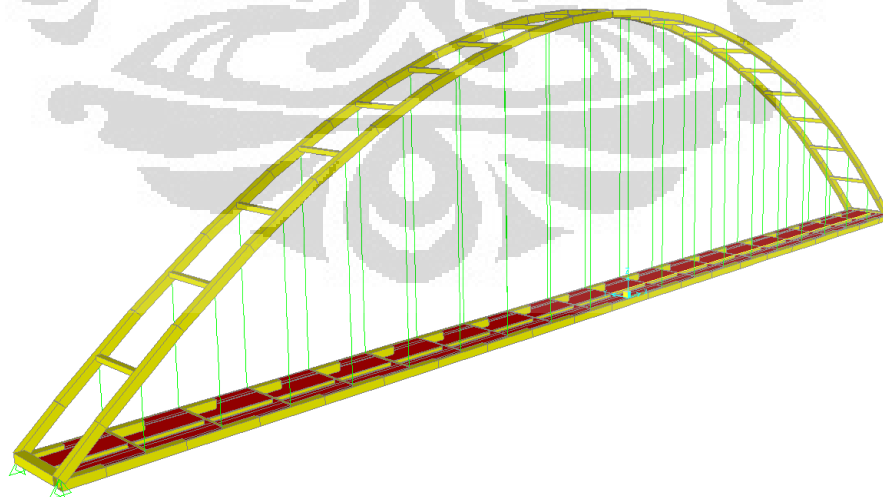
Penampang yang digunakan :

- Dimensi *arch* dan *tie* = 1200 x 1200 x 40 x 30 mm (*custom*)
- *Bracing* = 700 x 700 x 25 x 25 mm (*custom*)
- *Stringer* = W18x158 ( Profil AISC)
- *Floorbeam* = WF 1200 x 1000 x 50 x 40 mm (*custom*)



Gambar 3. 2 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 2

( sumber : Olahan sendiri )



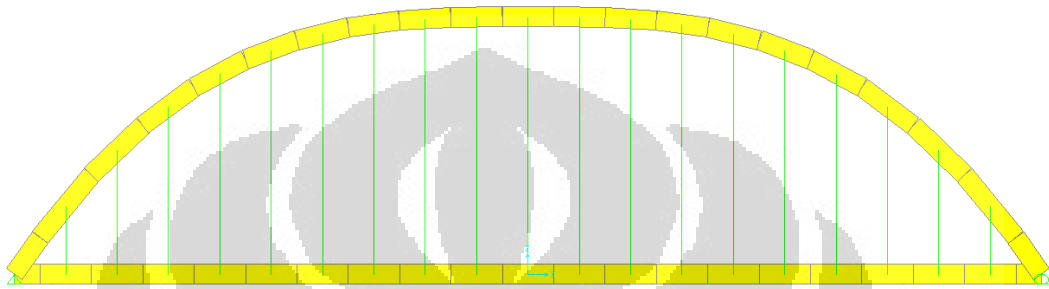
Gambar 3. 3 Perspektif 3 dimensi persamaan pangkat 2

( Sumber : Olahan sendiri )

b. Variasi 2 ( persamaan pangkat 3 )

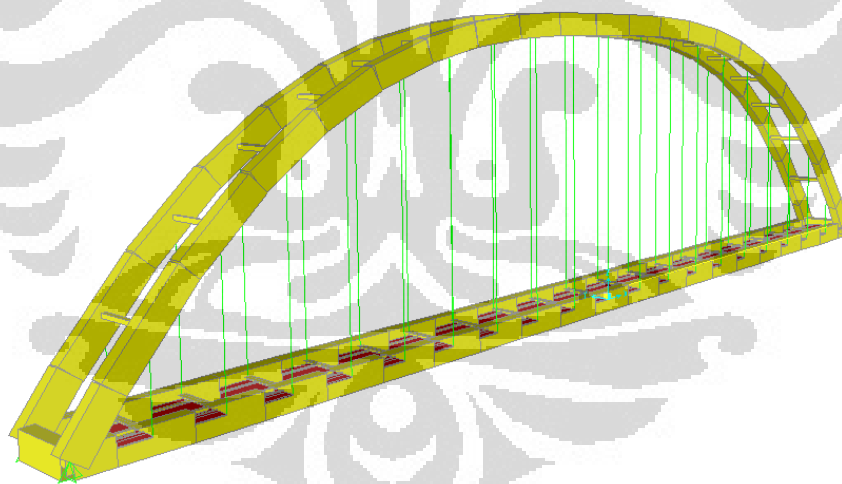
Penampang yang digunakan :

- Dimensi *arch* dan *tie* = 3800 x 2500 x 75 x 60 mm (*custom*)
- *Bracing* = 700 x 700 x 25 x 25 mm (*custom*)
- *Stringer* = W18x158 ( Profil AISC)
- *Floorbeam* = WF 1200 x 1000 x 50 x 40 mm (*custom*)



Gambar 3. 4 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 3

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 3. 5 Perspektif 3 dimensi persamaan pangkat 3

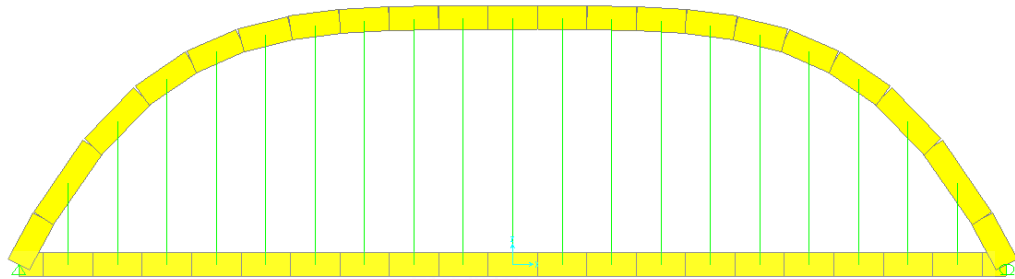
( Sumber : Olahan sendiri )

c. Variasi 3 ( persamaan pangkat 4 )

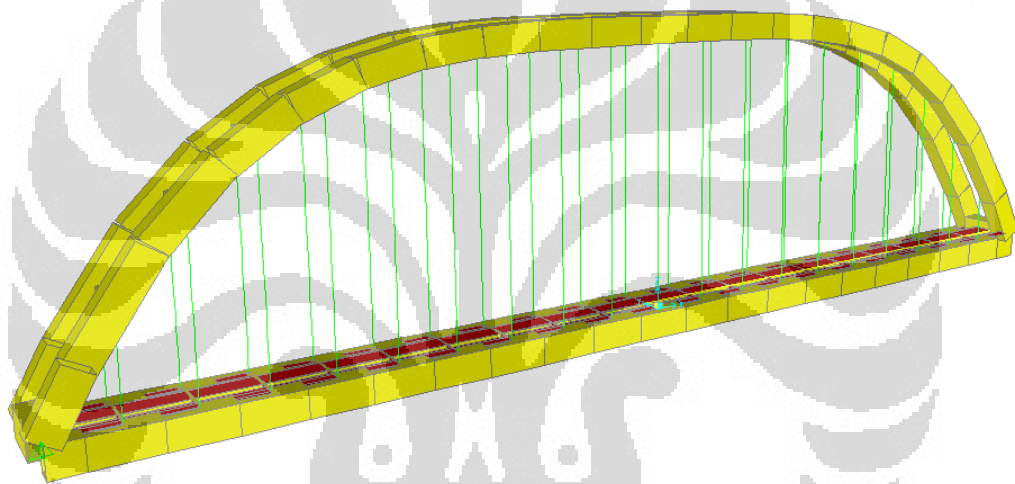
Penampang yang digunakan :

- Dimensi *arch* dan *tie* = 4900 x 3650 x 60 x 60 mm (*custom*)
- *Bracing* = 700 x 700 x 25 x 25 mm (*custom*)

- *Stringer* = W18x158 ( Profil AISC)
- *Floorbeam* = WF 1200 x 1000 x 50 x 40 mm (*custom*)



Gambar 3. 6 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 4  
( Sumber : olahan sendiri )

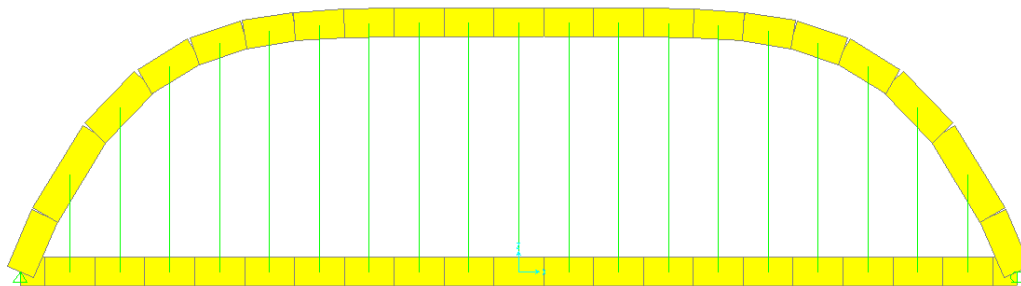


Gambar 3. 7 Perspektif 3 dimensi persamaan pangkat 4  
( Sumber : Olahan sendiri )

d. Variasi 5 ( persamaan pangkat 5 )

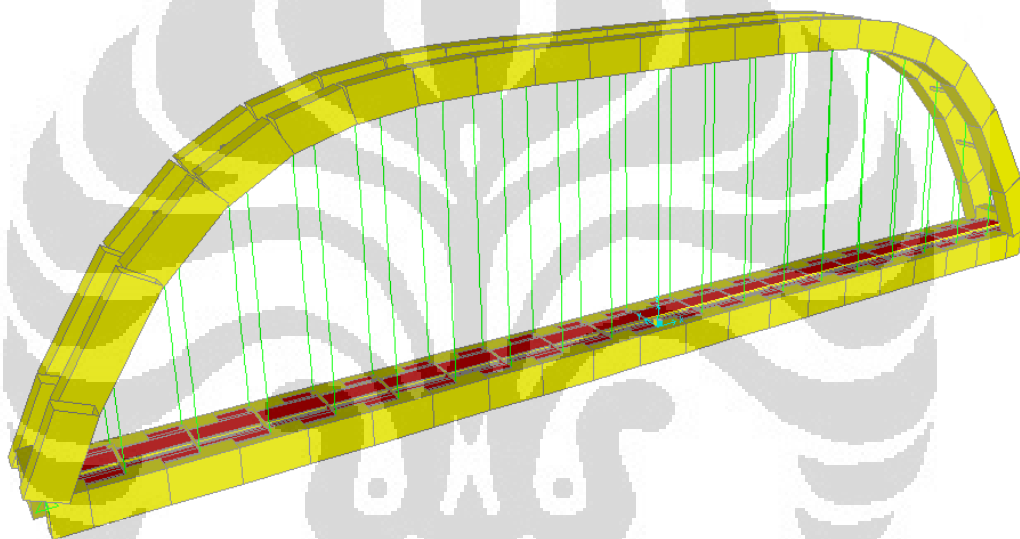
Penampang yang digunakan :

- Dimensi *arch* dan *tie* = 5800 x 3650 x 60 x 60 mm (*custom*)
- *Bracing* = 700 x 700 x 25 x 25 mm (*custom*)
- *Stringer* = W18x158 ( Profil AISC)
- *Floorbeam* = WF 1200 x 1000 x 50 x 40 mm (*custom*)



Gambar 3. 8 Tampak samping jembatan dengan persamaan pangkat 5

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 3. 9 Perspektif 3 Dimensi persamaan pangkat 5

( Sumber : olahan sendiri )

### 3.3.3 Pembebanan mengikuti peraturan pembebanan RSNI T-02-2005

#### a. Beban mati

- Berat mati sendiri

Berat penampang atau material yang digunakan oleh jembatan itu sendiri antara lain; *Tie girders, Arch ribs, floor beam, stringers, cable, deck plat, and bracing*, untuk beban mati sendiri dihitung secara otomatis oleh SAP2000.

- Berat mati tambahan

#### Beban area

- Lapisan aspal (  $t = 0.05 \text{ m}$  )

$$Q_a = 0.05 \text{ m}' \times 2240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.098 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

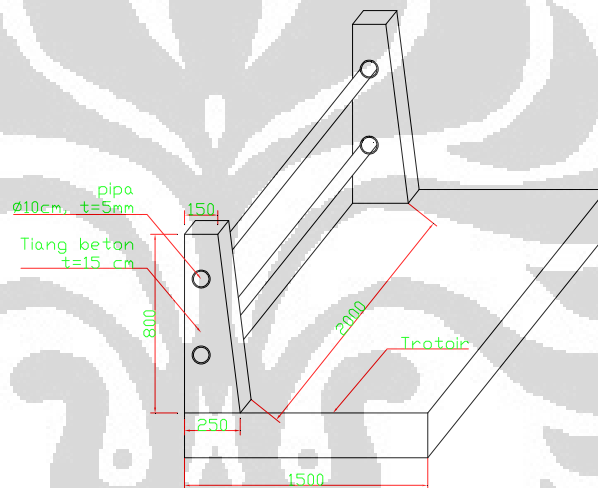
- Air hujan (genangan 10 cm)

$$Q_h = 0.1 \text{ m}' \times 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0.981 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total beban area mati tambahan :

$$SDL = Q_a + Q_h = 1.098 + 0.981 = 2.079 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### Beban garis ( beban railing )



Gambar 3. 10 Desain railing

( sumber : Olahan sendiri )

- Pilar ( jarak antar pilar 2 m' )

$$P_{kubus} = 0.15 \text{ m}' \times 0.8 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.432 \text{ kN}$$

$$P_{prisma} = 0.1 \text{ m}' \times 0.8 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.144 \text{ kN}$$

Beban dari pilar

$$Q_{pilar} = \frac{P_{kubus} + P_{prisma}}{\text{jarak antar pilar}} = \frac{0.432 \text{ kN} + 0.144 \text{ kN}}{2 \text{ m}'} = 0.288 \frac{\text{kN}}{\text{m}'}$$

- Pipa dia 10 cm'' ( 2 buah )

$$Q_{pipa} = 0.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{pipa} = 2 \times 0.63 \frac{kN}{m} = 1.26 \frac{kN}{m}$$

Total SDL railing =

$$SDL = Q_{pipa} + Q_{pilar} = 1.26 \frac{kN}{m} + 0.288 \frac{kN}{m} = 1.548 \frac{kN}{m}$$

b. Beban lalu lintas jembatan

- Beban lajur “D” dibagi dua yakni BTR dan BGT ;

- Beban Terbagi Rata (BTR) dengan ketentuan;

$$L > 30 m : \quad q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) kPa$$

$$q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{200} \right) kPa$$

$$q = 5.175 kPa = 5.175 \frac{kN}{m^2}$$

Beban “D” tambahan besarnya 50%  $q = 2.5875 kN/m^2$

- Beban Garis Terpusat (BGT)

$$P = 49 kN/m$$

Beban ini perlu dikalikan dengan Dynamic Load Allowance (DLA)

atau faktor kejut : 30 % ( dari grafik)

maka

$$P = 1,3 \times 49 = 63,7 kN/m'$$

- Pembebanan untuk pejalan kaki

Luas yang terbebani  $> 100 m^2$ , digunakan  $2 kPa = 2 kN/m^2$ .

- Pembebanan akibat gaya rem

Besar pembebanan akibat rem 5% dari beban lajur “D” tanpa memperhitungkan faktor beban dinamis ( ditempatkan tiap *floorbeam*):

$$q = 5.175 kN$$

$$p = 49 kN/m'$$

$$L = 200 m'$$

$$n = 21 \text{ ( jumlah join )}$$

$$T = 5\% \times ( q \times L + p ) = 54.20 kN / m$$

Beban Rem

$$T_{(\text{Beban Rem})} = \frac{54.20 kN/m}{21} = 2.58 kN/m'$$

## c. Aksi lingkungan

## • Beban angin

Secara langsung kontak terhadap struktur utama jembatan (*arch ribs dan tie girders*) dan tak langsung (angin kontak terhadap kendaraan dan beban angin terdistribusi ke lantai jembatan). Ketentuan jembatan jarak dari pantai  $\leq 5$  km sehingga nilai parameternya;

$$V_w = 30 \text{ m/s (layan)}$$

$$\text{dan } C_w = 1,375 \text{ (interpolasi)}$$

## - Beban langsung

Tiap variasi model besarnya beban berbeda karena luasan jembatan berbeda tapi jumlah joint terkena beban sama yakni = 40 titik.

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \dots\dots\dots [ \text{kN} ]$$

▪ Variasi 1 ( pangkat 2)

$$A_b = \int_{-100}^{100} -0.005 x^2 + 50 dx = 6666.67 \text{ m}^2$$

$$\text{besar luas penampang yang diambil } 30\% A_b = 2000 \text{ m}^2$$

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * V_w^2 * A_b = 0.0006 * 1.375 * 30^2 * 2000 = 1485 \text{ kN}$$

$$T_{EW \text{ joint}} = \frac{T_{EW}}{n \text{ Joint}} = \frac{1485}{40} = 37.125 \text{ kN}$$

▪ Variasi 2 ( pangkat 3)

$$A_b = \int_{-100}^{100} -0.00005 |x|^3 + 50 dx = 7500 \text{ m}^2$$

$$\text{besar luas penampang yang diambil } 30\% A_b = 2250 \text{ m}^2$$

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * V_w^2 * A_b = 0.0006 * 1.375 * 30^2 * 2250 = 1670.625 \text{ kN}$$

$$T_{EW \text{ joint}} = \frac{T_{EW}}{n \text{ Joint}} = \frac{1670.625}{40} = 41.77 \text{ kN}$$

▪ Variasi 3 ( pangkat 4)

$$A_b = \int_{-100}^{100} -0.0000005 x^4 + 50 dx = 8000 \text{ m}^2$$

$$\text{besar luas penampang yang diambil } 30\% A_b = 2400 \text{ m}^2$$

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * V_w^2 * A_b = 0.0006 * 1.375 * 30^2 * 2400 = 1782 \text{ kN}$$

$$T_{EW \text{ joint}} = \frac{T_{EW}}{n \text{ Joint}} = \frac{1782}{40} = 44.55 \text{ kN}$$



- Variasi 4 ( pangkat 5 )

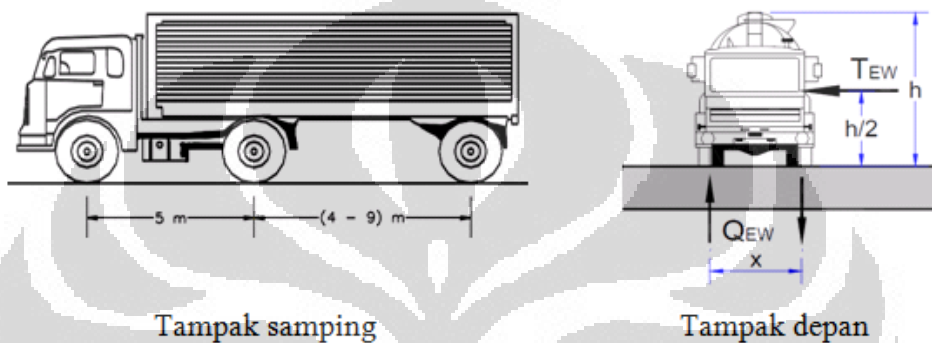
$$Ab = \int_{-100}^{100} -0.000000005|x|^5 + 50 dx = 8333.333 m^2$$

besar luas penampang yang diambil 30%Ab = 2500m<sup>2</sup>

$$T_{EW} = 0.0006 * C_w * V_w^2 * Ab = 0.0006 * 1.375 * 30^2 * 2500 = 1856.25 \text{ kN}$$

$$T_{EW\text{joint}} = \frac{TEW}{n \text{ Joint}} = \frac{1856.25}{40} = 46.41 \text{ kN}$$

- Beban tak langsung ( akibat kedaraan; semua variasi sama)



Gambar 3. 11 Aksi gaya lingkungan angin terhadap kendaraan  
( Sumber : RSNI -02-2005 )

$$T_{EW} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 = 0.0012 * 1.375 * 30^2 = 1.485 \text{ kN}$$

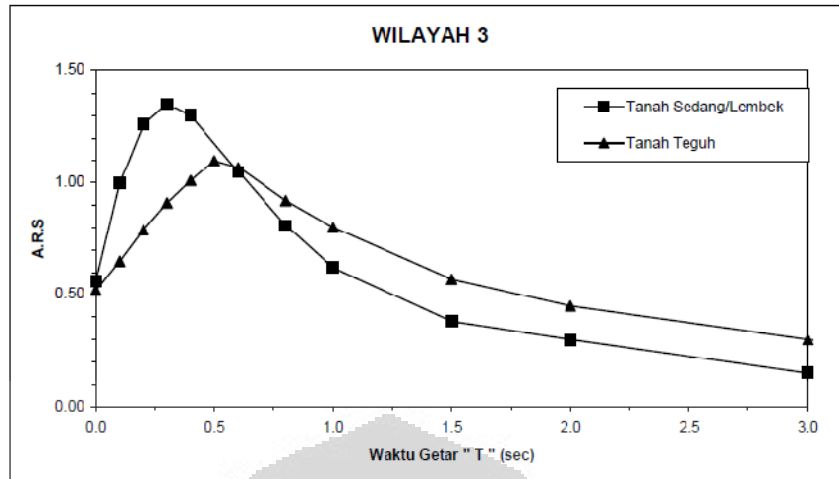
$$h_{\text{kendaraan}} = 2 \text{ m}'; \text{ Jarak antar roda (x) } = 1.75$$

$$Q_{EW} = \frac{0.5 * h * T_{EW}}{x} = \frac{0.5 * 2 * 1.485}{1.75} = 0.85 \text{ kN/m}'$$

- **Beban Gempa**

Metode analitis perhitungan beban gempa dilakukan secara dinamik *respon spectrum* karena tipe jembatan yang dianalisis termasuk kategori jembatan khusus. Parameter yang dilakukan dalam perhitungan sebagai berikut; dengan ketentuan factor daktilitas struktur menggunakan 1,6 dari hasil olahan dari peraturan AASHTO. Karena dalam peraturan jembatan tidak ada nilai daktilitas untuk struktur atas jembatan.

Peta gempa Wilayah 3 dengan kondisi tanah sedang/ lembek



Gambar 3. 12 Peta gempa wilayah 3

( Sumber : SNI 2833: 2008 )

- Faktor redaman Struktur = 0.05
- Faktor Daktilitas struktur ( R)= 1.6
- Faktor Skala gempa  $= \frac{I}{R} \times 9.81 = \frac{1}{1.6} \times 9.81 = 6.13$

#### 3.3.4 Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Kombinasi beban yang digunakan pada keadaan batas daya layan dan keadaan batas ultimit. Masing-masing keadaan mempunyai enam kombinasi pembebanan. Kombinasi tersebut harus memenuhi aturan sebagai berikut :

##### a. Kombinasi beban untuk keadaan batas daya layan

Pada keadaan batas daya layan, lebih dari satu aksi transien bisa terjadi secara bersamaan. Kombinasi beban tersebut bisa dilihat pada tabel di bawah ini.

Table 3.2 Kombinasi beban untuk keadaan batas daya layan

Kombinasi Primer	Aksi tetap + satu aksi transien
Kombinasi Sekunder	Kombinasi primer + 0,7 x satu aksi transien lainnya
Kombinasi Tersier	Kombinasi primer + 0,5 x satu aksi transien lainnya

Untuk studi kali ini, enam jenis kombinasi beban yang akan digunakan untuk keadaan batas daya layan adalah sebagai berikut.

Table 3.3 Faktor beban untuk kombinasi beban keadaan batas layan

Aksi		Kombinasi (Layan)					
		1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen	Berat Sendiri	1	1	1	1	1	1
	Berat mati tambahan ( <i>SDL</i> )	1	1	1	1	1	1
Aksi Transien	Beban Lajur "D"	1	1	1	0,5	1	
	Gaya Rem	1	0,7	0,5	0,5	0,7	
	Beban pejalan kaki		1				
	Beban angin			0,5	1	1	1

b. Kombinasi beban untuk keadaan ultimit

Kombinasi pada keadaan ini umumnya terdiri dari sejumlah aksi tetap dengan satu aksi transien. Khusus untuk gaya rem, beban ini bisa digabungkan dengan beban "D" dan bisa dianggap sebagai satu aksi untuk kombinasi beban. Beberapa aksi bisa terjadi pada tingkat daya layan dengan aksi lainnya yang terjadi pada tingkat ultimit, tetapi hanya satu aksi pada tingkat daya layan yang dimasukkan pada kombinasi pembebanan.

Pada keadaan ultimit, tidak diadakan aksi transien lain apabila dilakukan kombinasi dengan beban gempa.

Berikut enam jenis kombinasi beban yang akan digunakan untuk keadaan batas daya ultimit.

Table 3.4 Faktor beban untuk kombinasi beban untuk keadaan batas ultimit

Aksi		Kombinasi (Ultimit)					
		1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen	Berat Sendiri	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	Berat mati tambahan	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Aksi Transien	Beban Lajur "D"	1,8	1	1	1		
	Gaya Rem	1,8	1	1	1		
	Beban pejalan kaki		1,8				
	Beban angin	1			1,2		1
Aksi Khusus	Gempa					1	

Beban gempa yang digunakan pada studi ini terdiri dari beban gempa arah sumbu x (memanjang) dan arah sumbu y (melintang). Beban gempa ini dikombinasikan sebagai berikut :

- Kombinasi beban 1 ( X ) : 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang.
- Kombinasi beban 2 ( Y ) : 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

### 3.3.5 Prosedur analisis

Tahapan ini lebih ke arah memasukan data – data yang sudah ditentukan sebelumnya. Untuk modelisasi dalam SAP2000 diantaranya;

- a. Melakukan *run analysis* desain akibat kombinasi beban  
Setelah diketahui hasil *run* analisis jembatan secara masing – masing pembebanan, kemudian dilihat perilaku jembatan akibat kombinasi beban.
- b. Melakukan *run steel frame design/check of structure*  
*Stress check ratio* dilakukan dengan cara melakukan analisis *run start design/ check structure* kemudian *display design info check P/M ratio* untuk mengetahui bagian – bagian penampang yang mengalami *overstress*. Dengan mengetahui penampang yang mengalami *overstress* kemudian melakukan iterasi dengan penampang yang berbeda hingga penampang yang dimasukkan memenuhi rasio tegangan yang terjadi.
- c. Mengecek lendutan  
Dari hasil analisis program dihasilkan besar lendutan yang terjadi, jika besar lendutan melebihi kapasitas izin yakni  $L/800$ , maka jembatan tersebut mengalami kegagalan dan harus didesain ulang. Desain ulang jembatan kembali mulai *preliminary* desain dengan memilih penampang.
- d. Analisa hasil dari program  
Mengolah dan menganalisis data dari hasil program SAP2000 kemudian mengambil kesimpulan dari penelitian yang dilakukan

## BAB 4

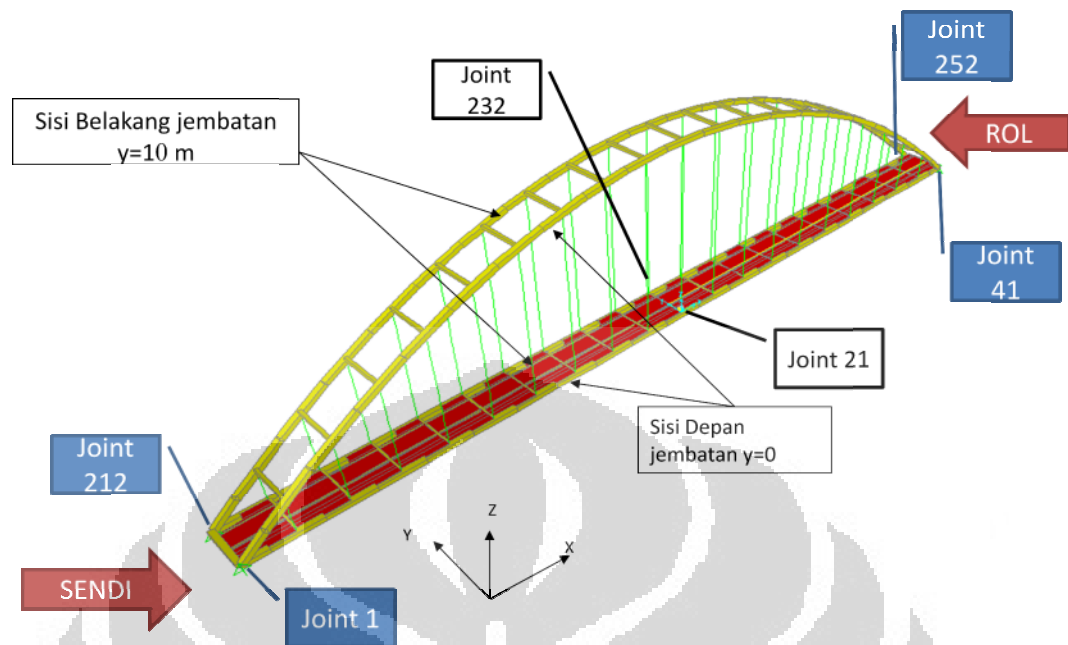
### HASIL DAN ANALISIS

#### 4.1 HASIL

Sesuai prosedur diagram alir penelitian, setelah selesai melakukan modeling jembatan kemudian peneliti melakukan *run analysis* pada SAP2000 v.11.0. Hasil analisa struktur dari tiap variasi model jembatan yang akan digunakan dari program SAP2000 berupa reaksi perletakan, berat struktur jembatan, besar lendutan, gaya - gaya dalam baik itu momen, maupun aksial serta stress check rasio dari tiap elemen struktur. Di dalam Bab 4 ini akan menganalisis hasil *out put* SAP2000 v.11.0 dari tiap variasi model jembatan. Sehingga studi variasi persamaan jembatan busur bisa terjawab.

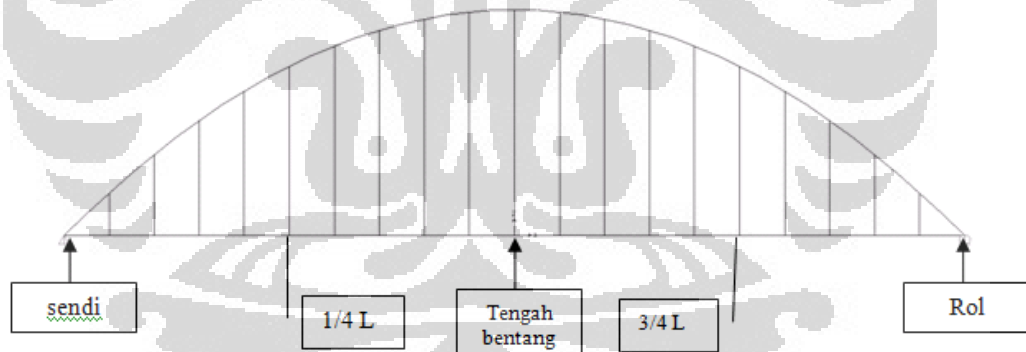
Pengecekan hasil dari *out put* SAP2000 v.11.0. dipilih berdasarkan batasan – batasan yang telah ditentukan sebelumnya. Adapun batasan yang ditentukan diantaranya; untuk lendutan diperoleh hasil dari kombinasi pembebanan layan jembatan yang dilakukan dengan mengecek joint di tengah bentang jembatan. Berdasarkan peraturan RSNI T-02-2005 tahun 2005 besar nilai lendutan izin tidak melebihi dari  $1/800$  dari bentang jembatan terhadap pengecekan kondisi *service*, yang dilakukan di-*tie* pada sisi depan dan sisi belakang jembatan busur. Sedangkan stress cek rasio tiap elemen diambil berdasarkan kombinasi beban ultimit terbesar yang masih bisa ditahan oleh penampang adapun besarnya tidak melebihi dari 0,95. Selain itu, efek yang dilihat akibat beban gempa akan disajikan dalam bentuk periode getar, partisipasi massa struktur. Tiap pengecekan dilakukan terhadap tiap variasi model jembatan.

Untuk mempermudah mengidentifikasi hasil *out put* SAP2000 v.11.0 dari tiap jembatan, dibawah ini akan ditampilkan gambaran umum mengenai pengkodean pada jembatan busur.



Gambar 4. 1 Informasi bagian yang dianalisis

( Sumber : olahan sendiri )



Gambar 4. 2 Informasi tambahan bagian yang dianalisis

( Sumber : Olahan Sendiri )

#### 4.1.1 Model 1 jembatan dengan persamaan pangkat 2

Hasil iterasi terhadap model jembatan pertama diperoleh profil penampang *arch* dan *tie* sebesar 1200x1200x50x40 mm.

- Berat Struktur Jembatan

Berat struktur bisa dilihat dari reaksi perletakan beban mati tanpa beban mati plat lantai jembatan dan trotoar atau bisa dilihat dari *base reaction*.

Table 4.1 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri

<i>Joint</i>	<i>OutputCase</i>	<i>FZ</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Ton</i>
<b>1</b>	Mati	420.3155
<b>41</b>	Mati	420.3155
<b>212</b>	Mati	420.3155
<b>252</b>	Mati	420.3155
<b>Jumlah</b>		1681.2620

( Sumber : Olahan sendiri )

Besar berat struktur jembatan **1.681,262 Ton.**

- Besar Lendutan

Lokasi lendutan yang ditinjau pada jembatan pada tengah bentang, akibat kombinasi beban layan.

Table 4.2 Lendutan

Kombinasi beban	Lendutan (mm)	
	Sisi Depan	Sisi Belakang
Layan 1	212.05	212.05
Layan 2	217.49	217.49
Layan 3	204.17	220.29
Layan 4	137.57	169.80
Layan 5	196.04	228.27
Layan 6	79.20	111.43

( Sumber : Olahan sendiri )

Lendutan terbesar terjadi akibat kombinasi layan 2 dan layan 5 adapun layan 5 dipengaruhi oleh beban angin.

- Besar Reaksi Perletakan

Reaksi perletakan yang ditampilkan di bawah ini diperoleh dari kombinasi beban ultimit, dilihat dari tiga arah yakni sumbu X, Y, dan Z, disajikan dalam tabel di bawah ini :

Table 4.3 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	-2319.91	-783.87	10140.20
	Ultimit 2	199.20	-306.40	10677.92
	Ultimit 3	199.20	-290.22	10137.92
	Ultimit 4	-3014.95	-838.53	8435.23
	Ultimit 5	4651.85	468.30	9928.02
	Ultimit 6	-2678.44	-701.22	6942.54
Rol	Ultimit 1	0.00	-666.89	10517.66
	Ultimit 2	0.00	-315.81	10677.92
	Ultimit 3	0.00	-299.63	10137.92
	Ultimit 4	0.00	-687.23	8888.20
	Ultimit 5	0.00	-58.62	9682.28
	Ultimit 6	0.00	-567.30	7320.01

( Sumber : Olahan sendiri )

Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 2.

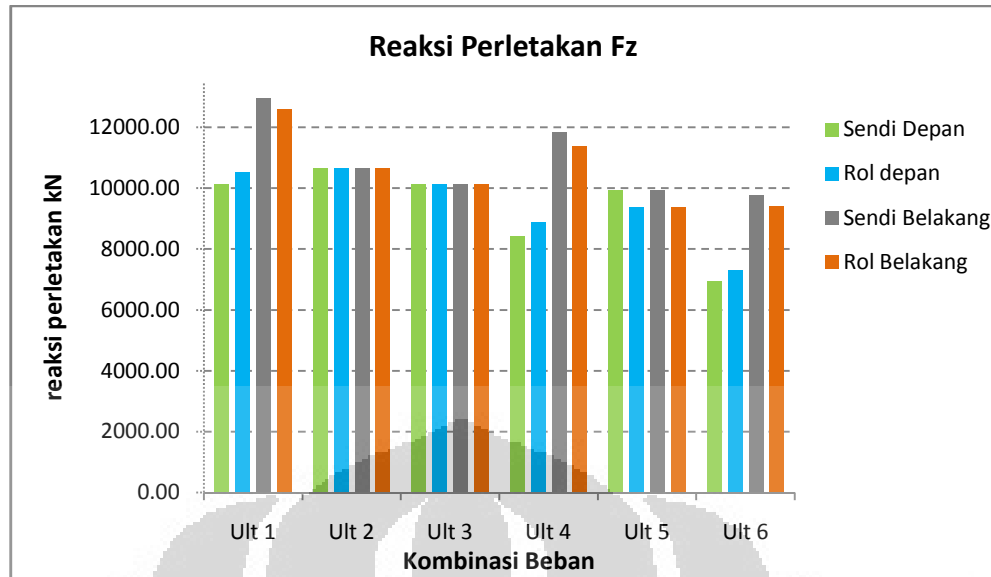
Table 4.4 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	3037.00	-92.55	12978.01
	Ultimit 2	199.20	306.40	10677.92
	Ultimit 3	199.20	290.22	10137.92
	Ultimit 4	3413.34	-213.18	11840.62
	Ultimit 5	4651.85	956.90	9928.02
	Ultimit 6	2678.46	-175.20	9780.36
Rol	Ultimit 1	0.00	58.31	12600.54
	Ultimit 2	0.00	315.81	10677.92
	Ultimit 3	0.00	299.63	10137.92
	Ultimit 4	0.00	-43.07	11387.65
	Ultimit 5	0.00	429.98	9682.28
	Ultimit 6	0.00	-41.28	9402.89

( Sumber : Olahan sendiri )

Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1. Data di atas disajikan dalam bentuk grafik sebagai berikut :





Gambar 4. 3 Grafik reaksi perletakan akibat kombinasi beban ultimit

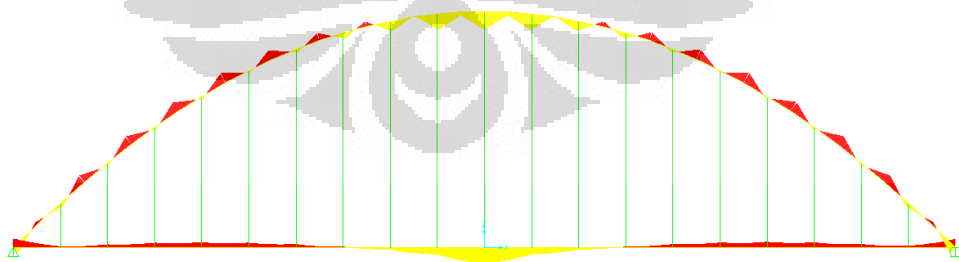
( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas menunjukkan struktur bagian belakang jembatan menghasilkan reaksi perletakan paling besar akibat kombinasi ultimit 1. Sedangkan struktur bagian depan jembatan menghasilkan reaksi perletakan akibat kombinasi ultimit 2.

- Gaya Dalam

Momen

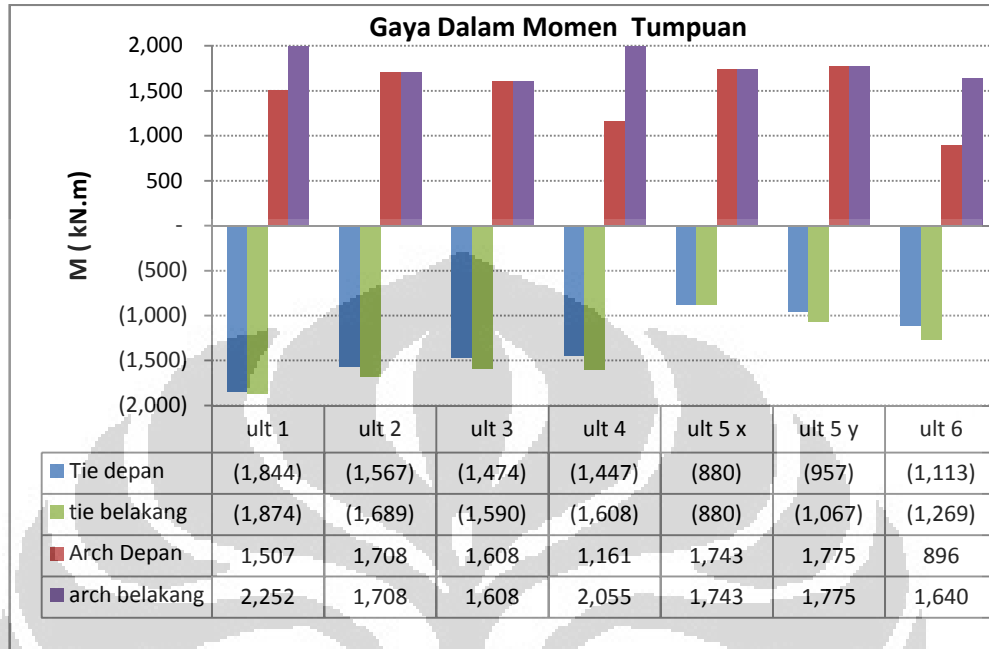
Keterangan gaya dalam momen ditampilkan dengan ketentuan warna merah momen bernilai negatif sedangkan warna kuning bernilai positif.



Gambar 4. 4 Gaya dalam momen persamaan pangkat 2

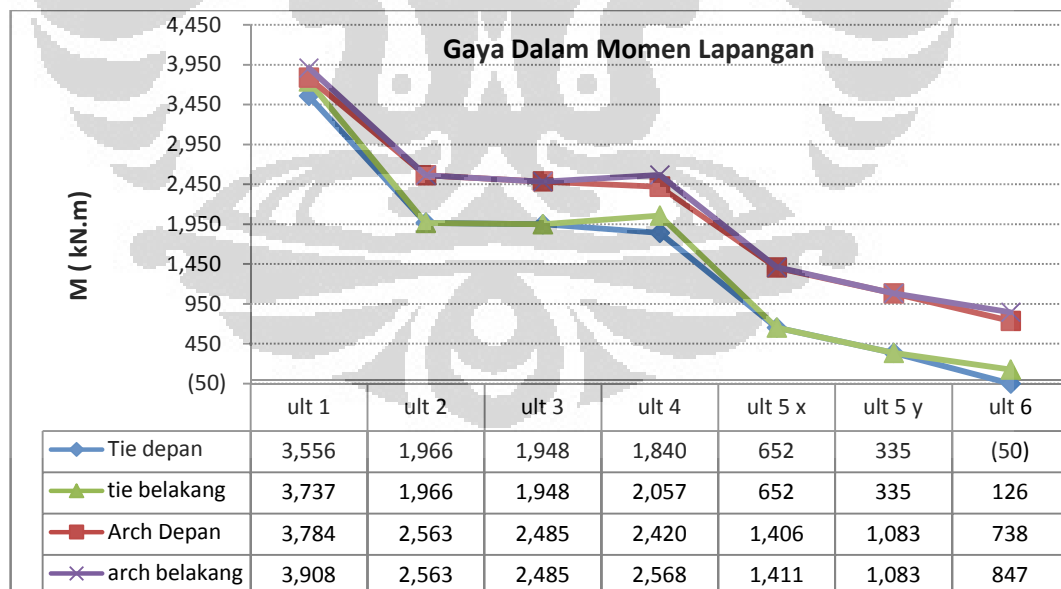
( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam momen yang diterima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.



Gambar 4. 5 Gaya dalam momen tumpuan

( Sumber : Olahan sendiri )



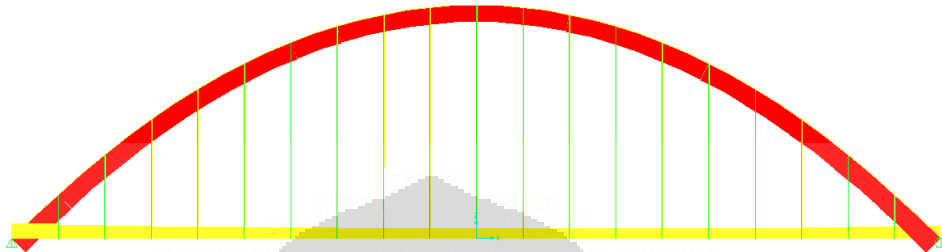
Gambar 4. 6 Gaya dalam momen lapangan

( Sumber : Olahan sendiri )

Dari grafik kedua momen pada gambar di atas nilai momen maksimum terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

### Aksial

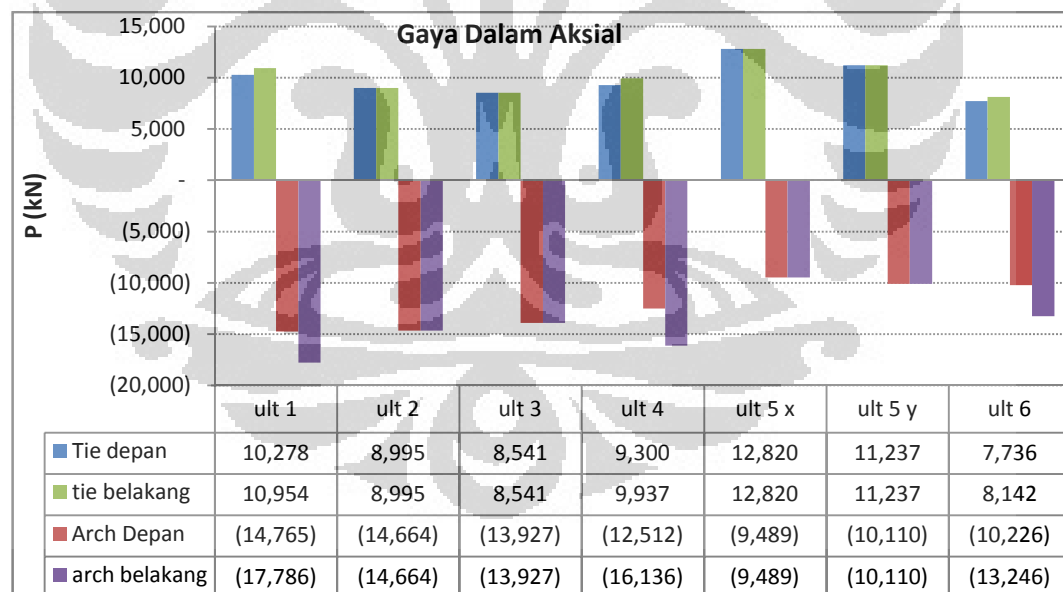
Keterangan gaya dalam aksial **tekan** pada *arch* dalam gambar ditampilkan dengan warna merah, sedangkan warna kuning pada *tie* menandakan gaya dalam aksial **tarik**.



Gambar 4. 7 Gaya dalam aksial persamaan pangkat 2

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam aksial yang diterima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.



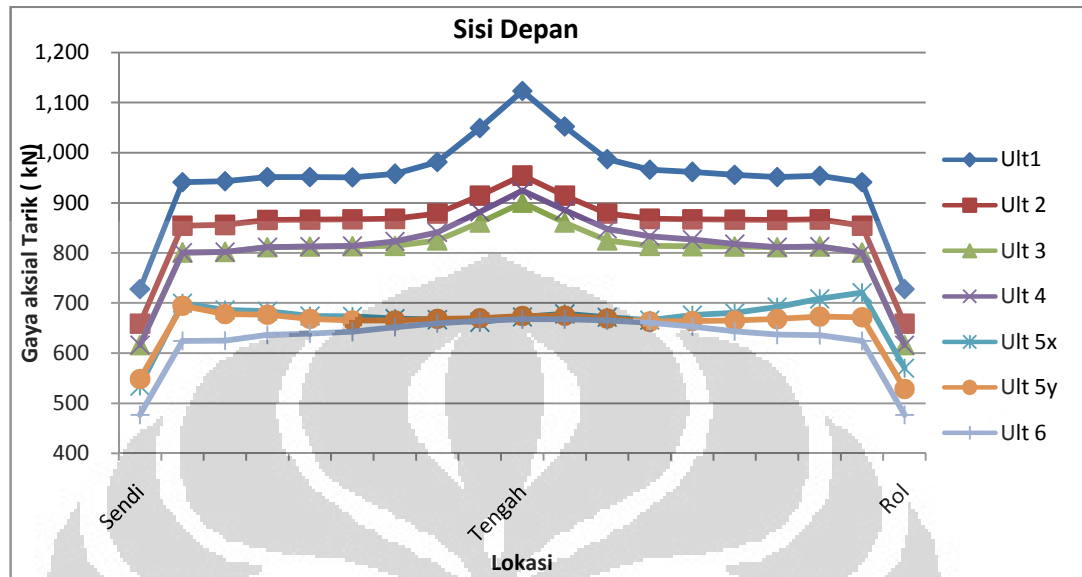
Gambar 4. 8 Grafik gaya dalam aksial

( Sumber : Olahan sendiri )

Besarnya gaya dalam aksial yang terjadi pada *tie* bernilai positif atau struktur mengalami tarik. Sedangkan pada *arch* bernilai negatif atau

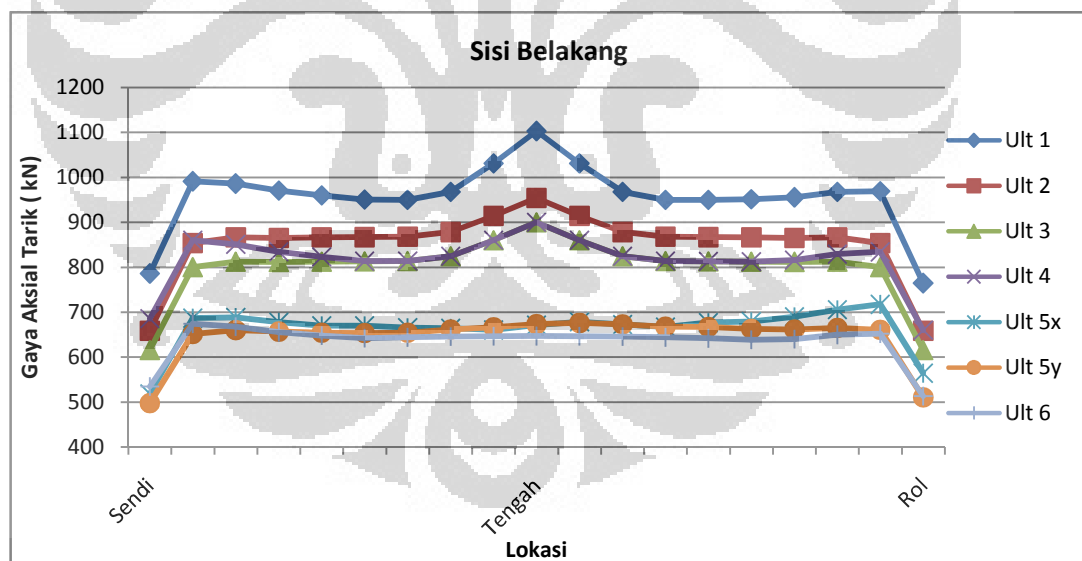
struktur mengalami tekan. Jika dilihat pada grafik *tie* menerima gaya paling besar saat terjadi gempa atau pada ultimit 5.

Aksial tarik pada *hanger*



Gambar 4. 9 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit

( Sumber : olahan sendiri )



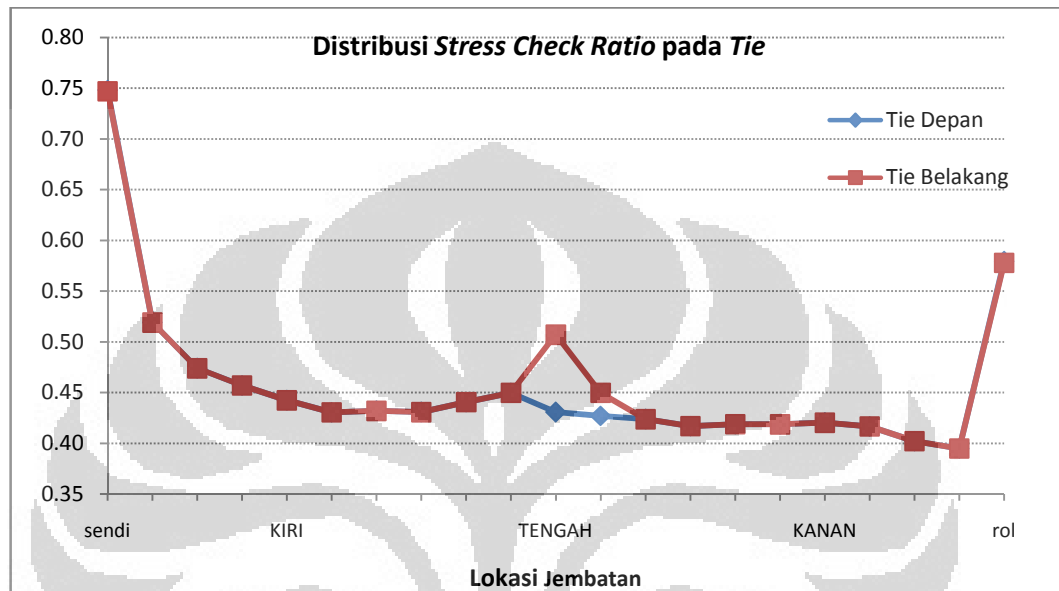
Gambar 4. 10 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit

( Sumber : olahan sendiri )

Dari grafik kedua hanger di atas nilai terbesar gaya aksial terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

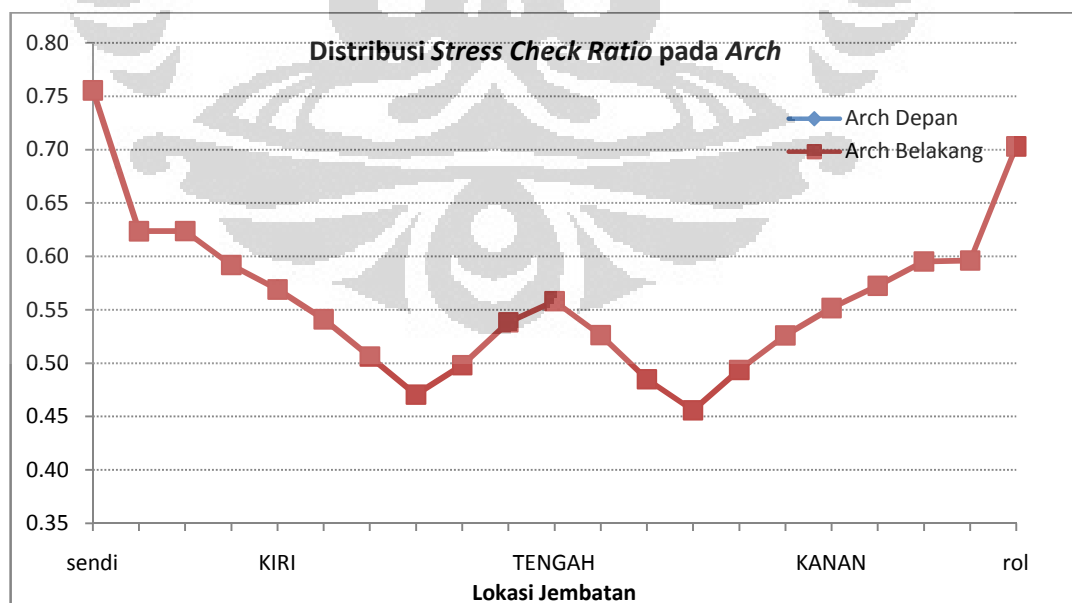
- Distribusi *stress check ratio*

Dari hasil interaksi gaya lentur dan gaya aksial pada elemen frame diperoleh nilai *stress check ratio* dari masing-masing profil, disini distribusi *stress check ratio* yang terletak pada *arch*, *tie* dan *floor beam* ditampilkan dalam bentuk grafik.



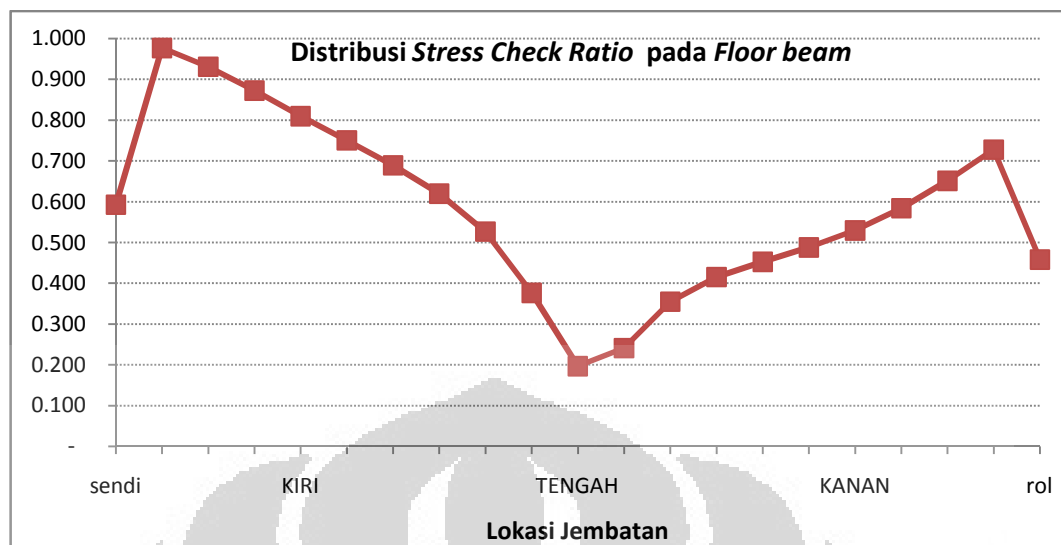
Gambar 4. 11 Grafik distribusi *stress ratio* pada *Tie*

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 12 Grafik *stress ratio* pada *Arch*

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4.13 Grafik *stress ratio* pada *floor beam*  
( Sumber : Olahan sendiri )

#### 4.1.2 Model 2 jembatan dengan persamaan pangkat 3

Hasil iterasi terhadap model jembatan pertama diperoleh profil penampang *arch* dan *tie* sebesar 3800 x 2500 x 75 x 60 mm.

- Berat Struktur Jembatan

Berat struktur bisa dilihat dari reaksi perletakan beban mati tanpa beban mati plat lantai jembatan dan trotoar atau bisa dilihat dari *base reaction*.

Table 4.5 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri

<i>Joint</i>	<i>OutputCase</i>	<i>FZ</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Ton</i>
<b>1</b>	mati	1,564.7
<b>41</b>	mati	1,564.7
<b>212</b>	mati	1,564.7
<b>252</b>	mati	1,564.7
<b>Jumlah</b>		<b>6258.86</b>

( Sumber : Olahan sendiri )

Besar berat struktur jembatan **6,258.86 Ton.**

- Besar Lendutan

Lokasi lendutan yang ditinjau pada jembatan pada tengah bentang, akibat kombinasi beban layan.

Table 4.6 Lendutan

Kombinasi beban	Lendutan (mm)	
	Sisi Depan	Sisi Belakang
Layan 1	225.42	246.83
Layan 2	229.70	249.75
Layan 3	224.85	248.25
Layan 4	210.43	231.06
Layan 5	224.23	249.60
Layan 6	196.66	212.55

( Sumber : Olahan sendiri )

Lendutan terbesar terjadi akibat kombinasi layan 2

- Besar Reaksi Perletakan

Reaksi perletakan yang ditampilkan di bawah ini diperoleh dari kombinasi beban ultimit, dilihat dari tiga arah yakni sumbu X, Y, dan Z, disajikan dalam tabel di bawah ini :

Table 4.7 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	-3751.24	-701.19	22205.00
	Ultimit 2	189.63	-158.70	22975.16
	Ultimit 3	189.63	-154.98	22435.16
	Ultimit 4	-4721.46	-806.80	20499.42
	Ultimit 5	24524.39	1337.21	24992.95
	Ultimit 6	-4092.57	-694.37	19093.34
Rol	Ultimit 1	0.00	-508.31	22323.04
	Ultimit 2	0.00	-165.22	22975.16
	Ultimit 3	0.00	-161.51	22435.16
	Ultimit 4	0.00	-567.77	20641.07
	Ultimit 5	0.00	756.15	25610.40
	Ultimit 6	0.00	-489.74	19211.38

( Sumber : Olahan sendiri )

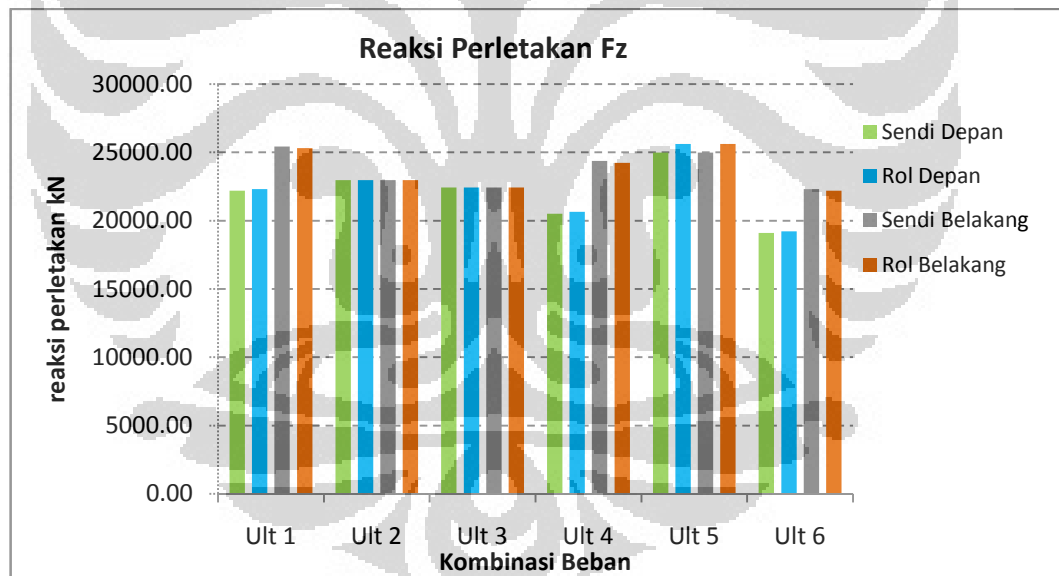
Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 5.

Table 4.8 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	4433.91	-338.84	25431.23
	Ultimit 2	189.63	158.70	22975.16
	Ultimit 3	189.63	154.98	22435.16
	Ultimit 4	5100.72	-441.24	24370.89
	Ultimit 5	24524.40	1640.01	24992.97
	Ultimit 6	4092.58	-345.66	22319.57
Rol	Ultimit 1	0.00	-122.46	25313.19
	Ultimit 2	0.00	165.22	22975.16
	Ultimit 3	0.00	161.51	22435.16
	Ultimit 4	0.00	-189.16	24229.24
	Ultimit 5	0.00	1058.57	25610.42
	Ultimit 6	0.00	-141.03	22201.53

( Sumber : Olahan sendiri )

Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 5. Data di atas disajikan dalam bentuk grafik sebagai berikut :



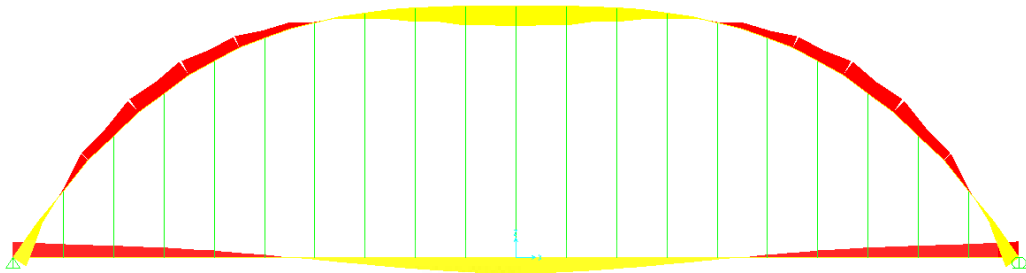
Gambar 4. 14 Grafik reaksi perletakan akibat kombinasi beban ultimit

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas menunjukkan struktur bagian belakang maupun depan jembatan menghasilkan reaksi perletakan paling besar akibat kombinasi ultimit 5.



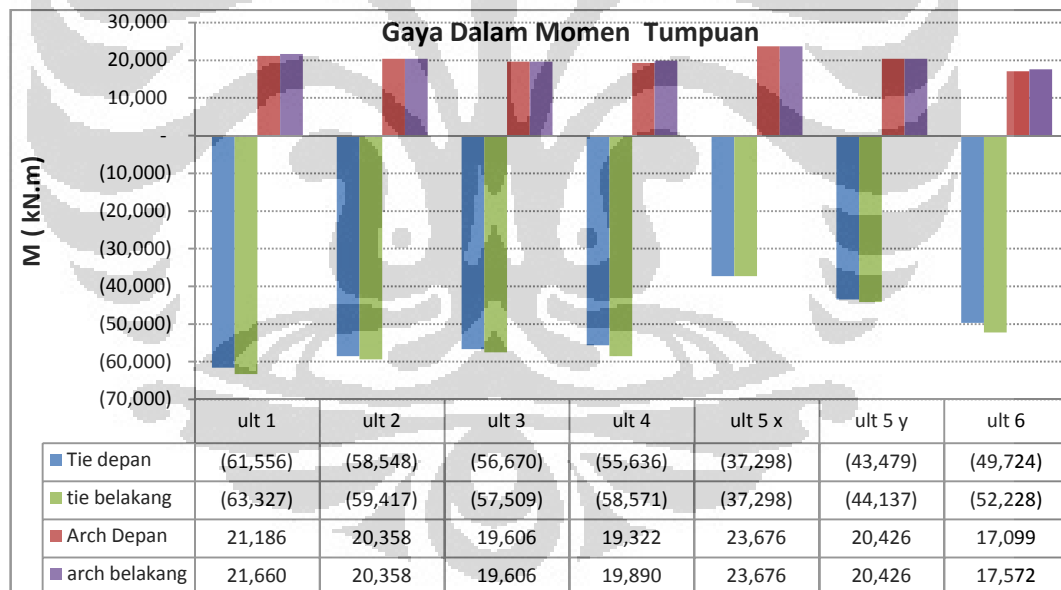
- Gaya Dalam  
Momen



Gambar 4. 15 Gaya dalam momen persamaan pangkat 3

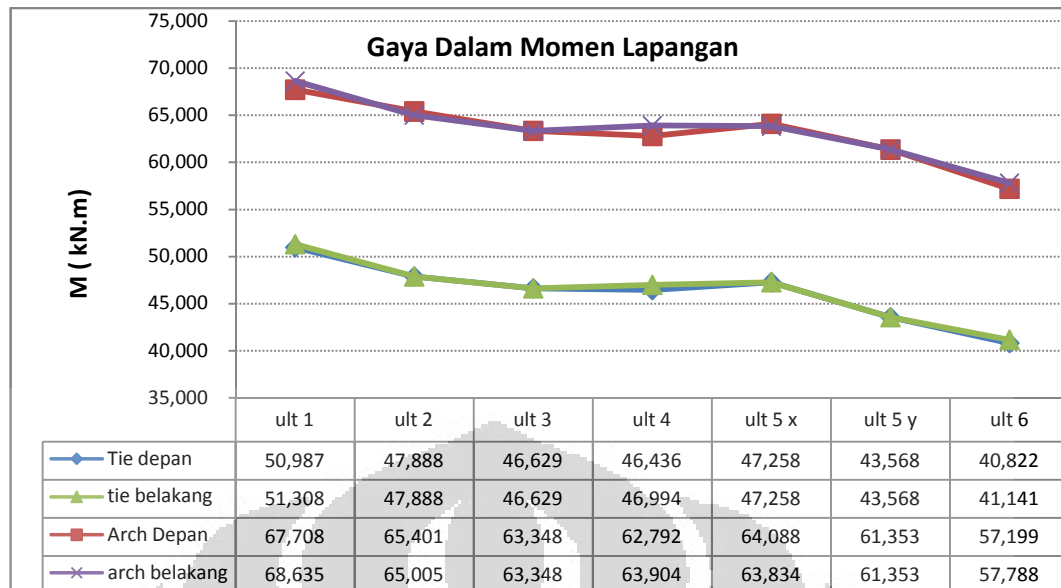
( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam momen yang di terima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.



Gambar 4. 16 Gaya dalam momen tumpuan

( Sumber : Olahan sendiri )

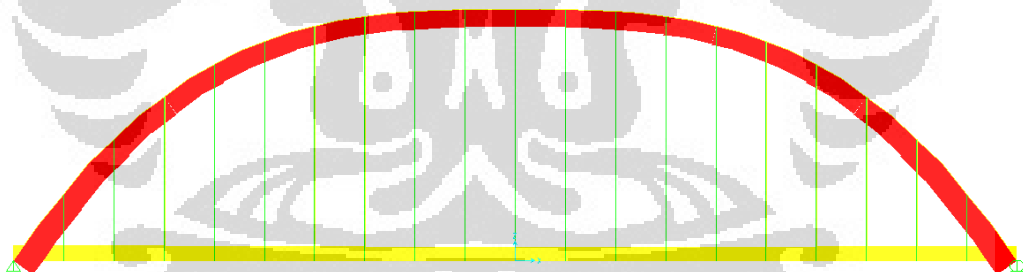


Gambar 4. 17 Gaya dalam momen lapangan

( Sumber : Olahan sendiri )

Dari grafik kedua momen pada gambar di atas nilai momen maksimum terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

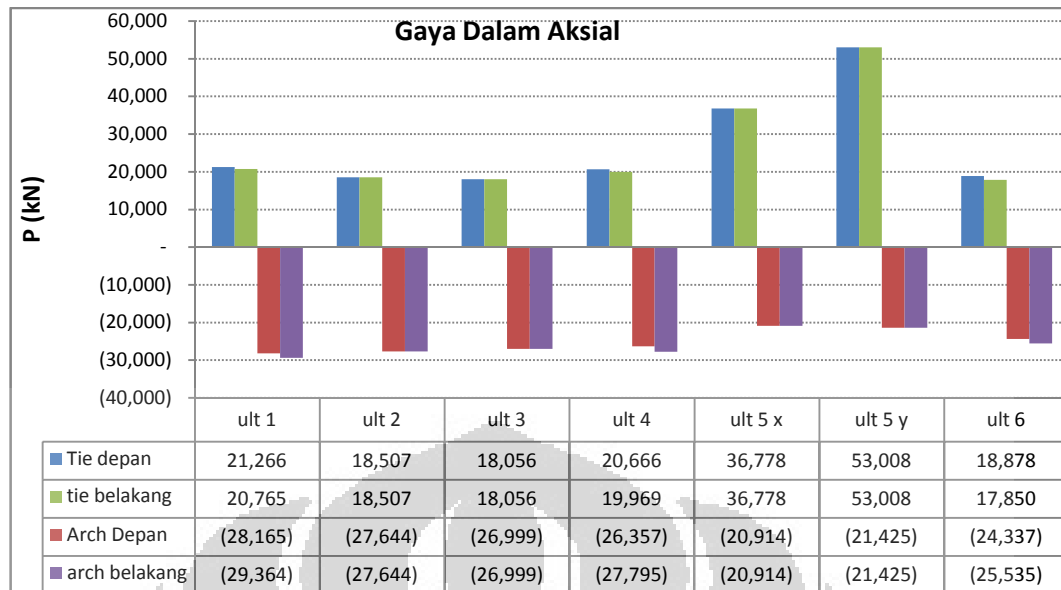
Aksial



Gambar 4. 18 Gaya dalam aksial persamaan pangkat 3

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam aksial yang di terima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.

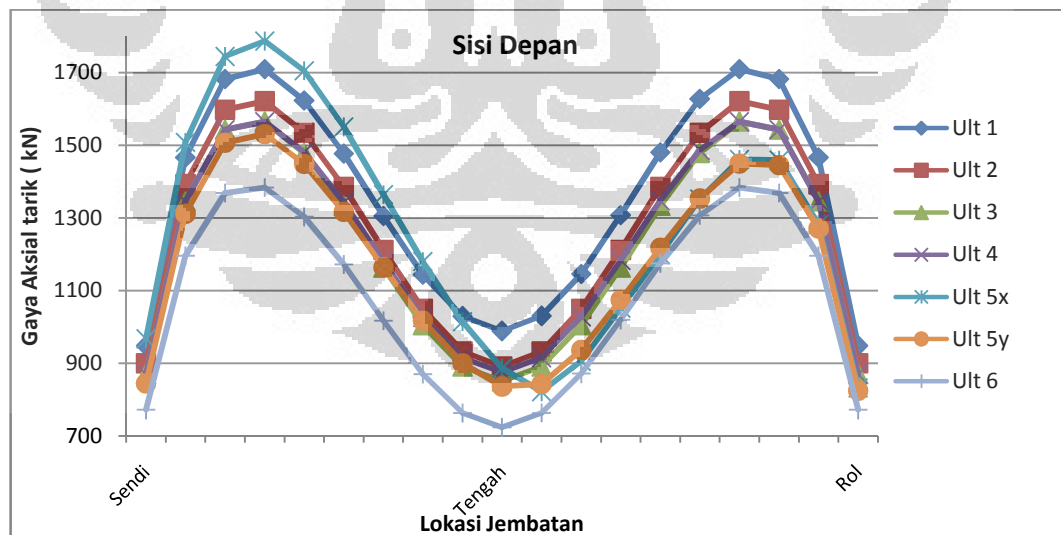


Gambar 4. 19 Grafik gaya dalam aksial

( Sumber : Olahan sendiri )

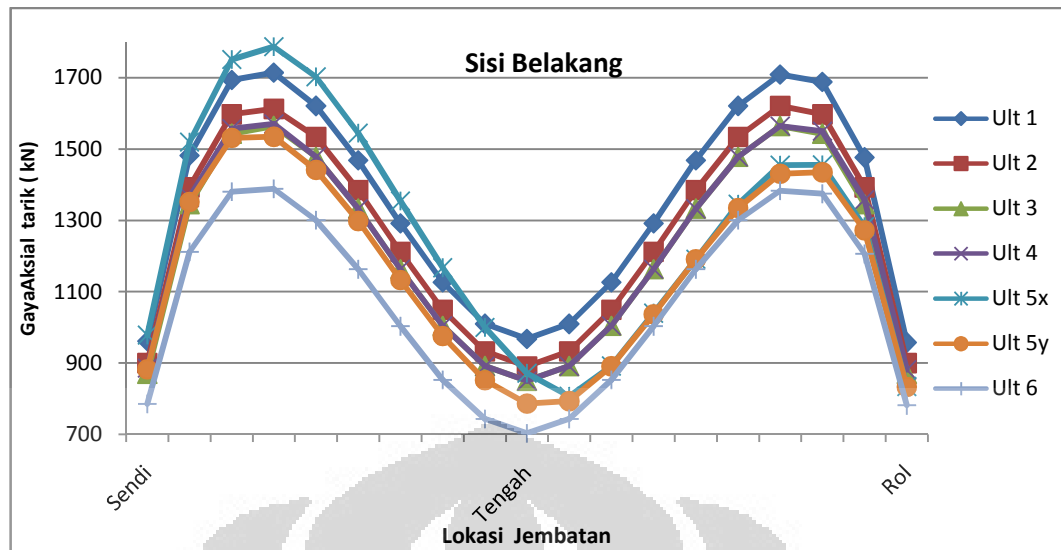
Besarnya gaya dalam aksial yang terjadi pada *tie* bernilai positif atau struktur mengalami tarik. Sedangkan pada *arch* bernilai negatif atau struktur mengalami tekan. Jika dilihat pada grafik *tie* menerima gaya paling besar saat terjadi gempa atau pada ultimit 5.

Aksial tarik pada *hanger*



Gambar 4. 20 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit

( Sumber : olahan sendiri )



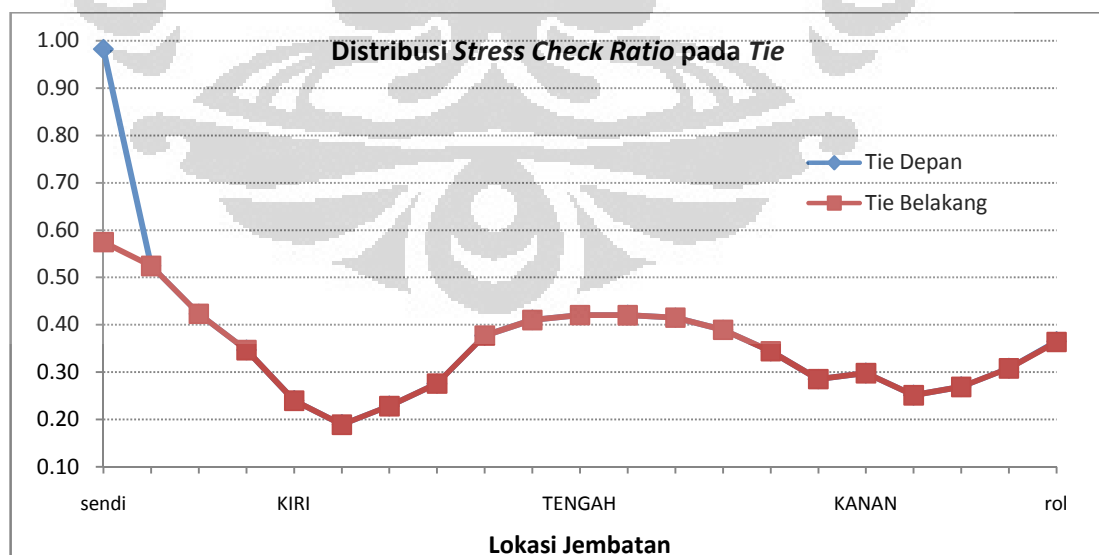
Gambar 4. 21 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit

( Sumber : olahan sendiri )

Dari grafik kedua hanger di atas nilai terbesar gaya aksial terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

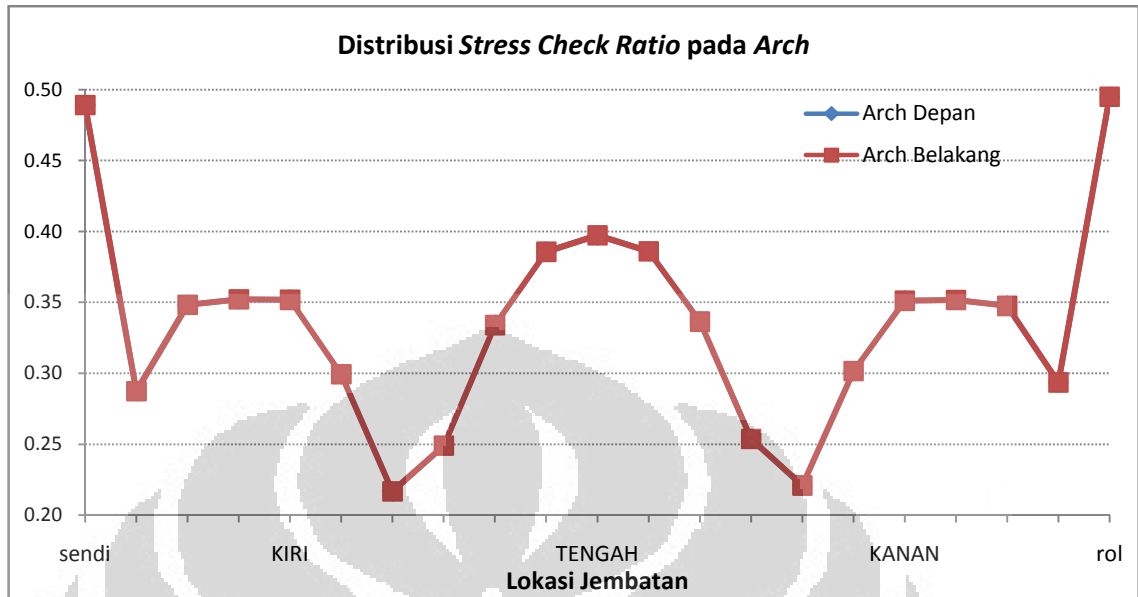
- Distribusi *stress check ratio*

Dari hasil interaksi gaya lentur dan gaya aksial pada elemen frame diperoleh nilai *stress check rasio* dari masing-masing profil, disini distribusi *stress check rasio* yang terletak pada *arch*, *tie* dan *floorbeam* ditampilkan dalam bentuk grafik.



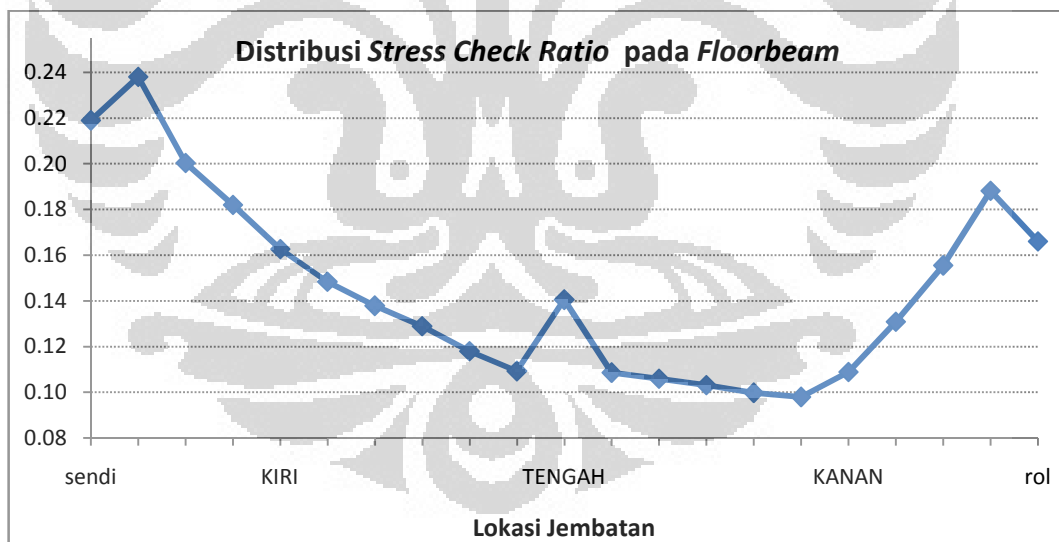
#### 4.1 Grafik *stress check ratio* pada *tie*

( Sumber : Olahan sendiri )



4.2 Grafik *stress check ratio* pada arch

( Sumber : Olahan sendiri )



4.3 Grafik *stress check ratio* pada floor beam

( Sumber : Olahan sendiri )

#### 4.1.3 Model 3 jembatan dengan persamaan pangkat 4

Hasil iterasi terhadap model jembatan pertama diperoleh profil penampang arch dan tie sebesar 4900 x 3650 x 60 x 60 mm.

- Berat Struktur Jembatan

Berat struktur bisa dilihat dari reaksi perletakan beban mati tanpa beban mati plat lantai jembatan dan trotoar atau bisa dilihat dari *base reaction*.

Table 4.9 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri

<i>Joint</i>	<i>OutputCase</i>	<i>FZ</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Ton</i>
<b>1</b>	mati	1,927.1
<b>41</b>	mati	1,927.1
<b>212</b>	mati	1,927.1
<b>252</b>	mati	1,927.1
<b>Jumlah</b>		<b>7,708.23</b>

( Sumber : Olahan sendiri )

Besar berat struktur jembatan **7,708.23 Ton.**

- Besar Lendutan

Lokasi lendutan yang ditinjau pada jembatan pada tengah bentang, akibat kombinasi beban layan.

Table 4.10 Lendutan

Kombinasi beban	Lendutan (mm)	
	Sisi Depan	Sisi Belakang
Layan 1	242.54	242.54
Layan 2	246.56	246.56
Layan 3	242.22	242.92
Layan 4	229.28	230.70
Layan 5	241.85	243.26
Layan 6	216.73	218.14

( Sumber : Olahan sendiri )

Lendutan terbesar terjadi akibat kombinasi layan 2.

- Besar Reaksi Perletakan

Reaksi perletakan yang ditampilkan di bawah ini diperoleh dari kombinasi beban ultimit, dilihat dari tiga arah yakni sumbu X, Y, dan Z, disajikan dalam tabel di bawah ini :

Table 4.11 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	-1609.47	-566.84	25800.30
	Ultimit 2	189.63	-53.30	26943.85
	Ultimit 3	189.63	-52.55	26403.85
	Ultimit 4	-2151.34	-678.00	24020.03
	Ultimit 5	3664.85	643.74	28219.58
	Ultimit 6	-1950.81	-582.40	22688.64
Rol	Ultimit 1	0.00	-572.19	26123.21
	Ultimit 2	0.00	-104.39	26823.83
	Ultimit 3	0.00	-102.23	26283.83
	Ultimit 4	0.00	-656.58	24431.54
	Ultimit 5	0.00	679.06	27604.91
	Ultimit 6	0.00	-554.19	23011.55

( Sumber : Olahan sendiri )

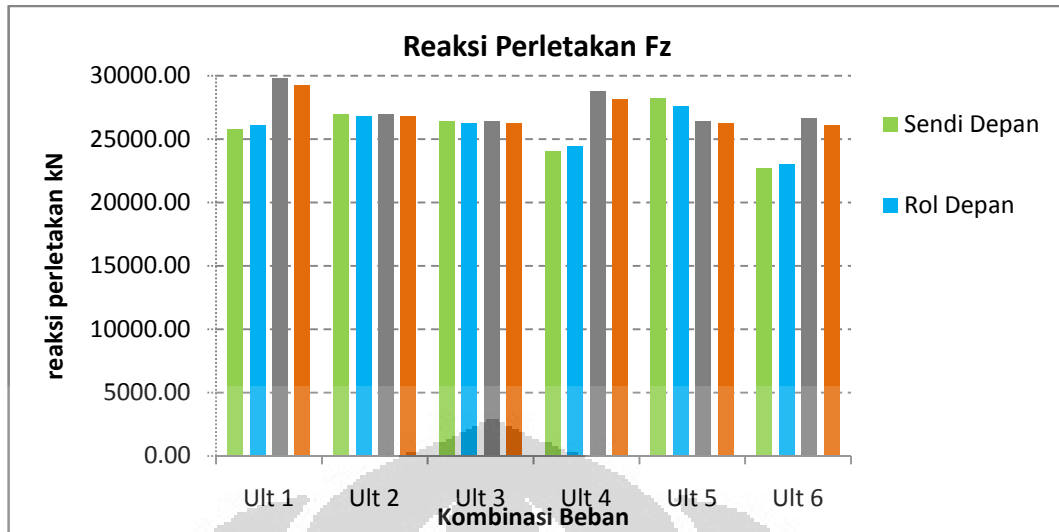
Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 5.

Table 4.12 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	2292.15	-421.70	29773.33
	Ultimit 2	189.63	53.30	26943.85
	Ultimit 3	189.63	52.55	26403.85
	Ultimit 4	2530.60	-508.25	28787.67
	Ultimit 5	4175.73	289.98	26375.52
	Ultimit 6	1950.81	-406.14	26661.67
Rol	Ultimit 1	0.00	-221.27	29210.37
	Ultimit 2	0.00	104.39	26823.83
	Ultimit 3	0.00	102.23	26283.83
	Ultimit 4	0.00	-295.57	28136.13
	Ultimit 5	0.00	278.23	26219.40
	Ultimit 6	0.00	-239.27	26098.71

( Sumber : Olahan sendiri )

Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1. Data di atas disajikan dalam bentuk grafik sebagai berikut :

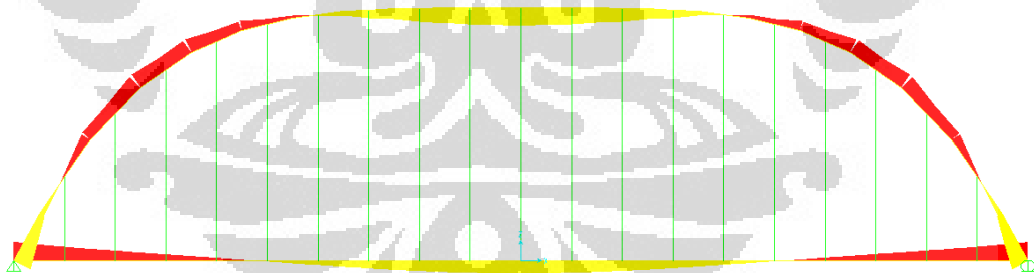


Gambar 4. 22 Grafik reaksi perletakan akibat kombinasi beban ultimit

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas menunjukkan struktur bagian belakang jembatan menghasilkan reaksi perletakan paling besar akibat kombinasi ultimit 1. Sedangkan bagian depan jembatan menghasilkan reaksi perletakan paling besar akibat kombinasi ultimit 5.

- Gaya Dalam Momen

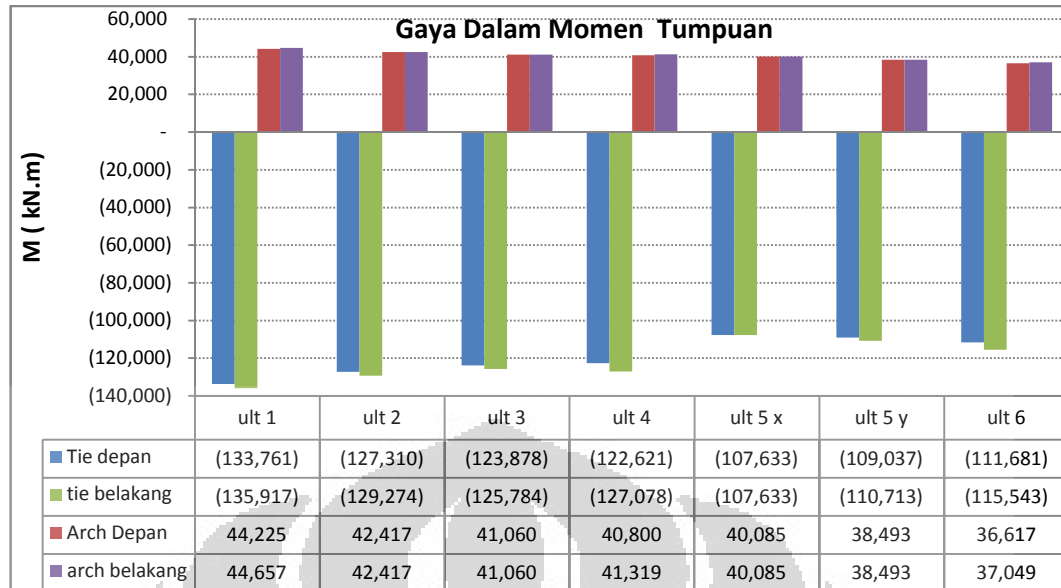


Gambar 4. 23 Gaya dalam momen persamaan pangkat 4

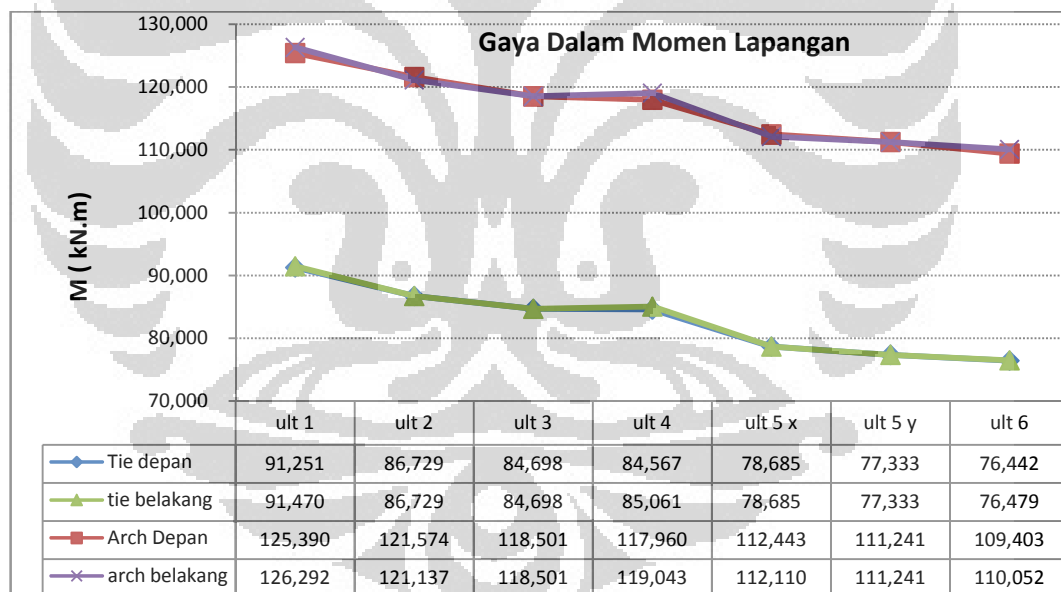
( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam momen yang di terima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.





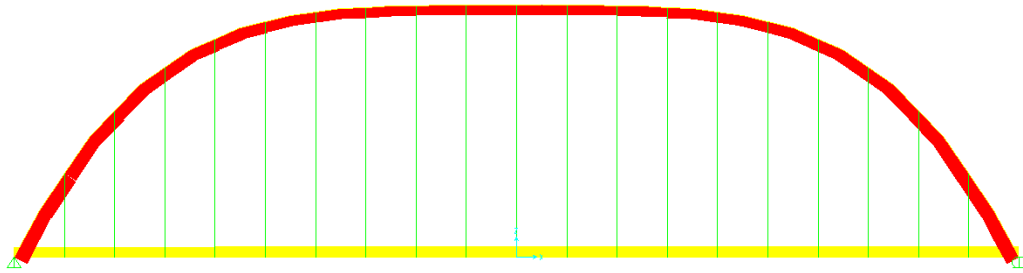
Gambar 4. 24 Gaya dalam momen tumpuan  
( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 25 Gaya dalam momen lapangan  
( Sumber : Olahan sendiri )

Dari grafik kedua momen pada gambar di atas nilai momen maksimum terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

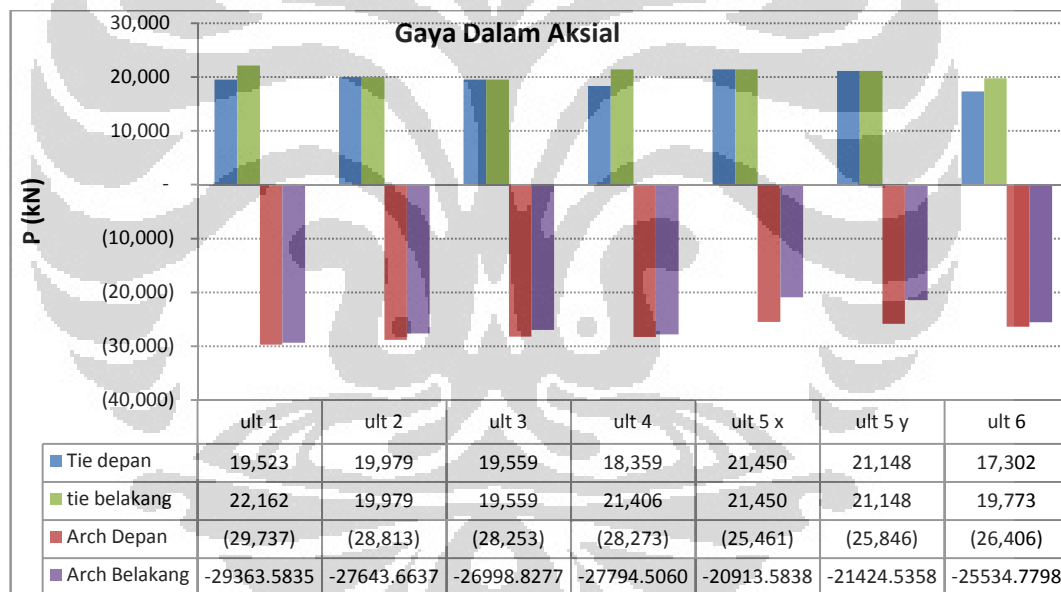
## Aksial



Gambar 4. 26 Gaya dalam aksial persamaan pangkat 4

( Sumber : Olahan sendiri )

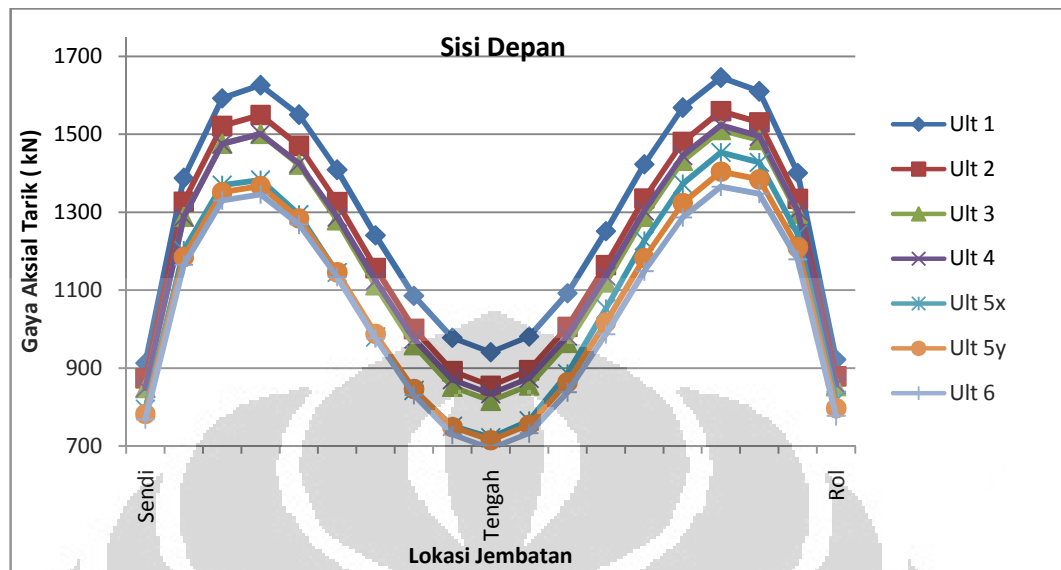
Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam aksial yang di terima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.



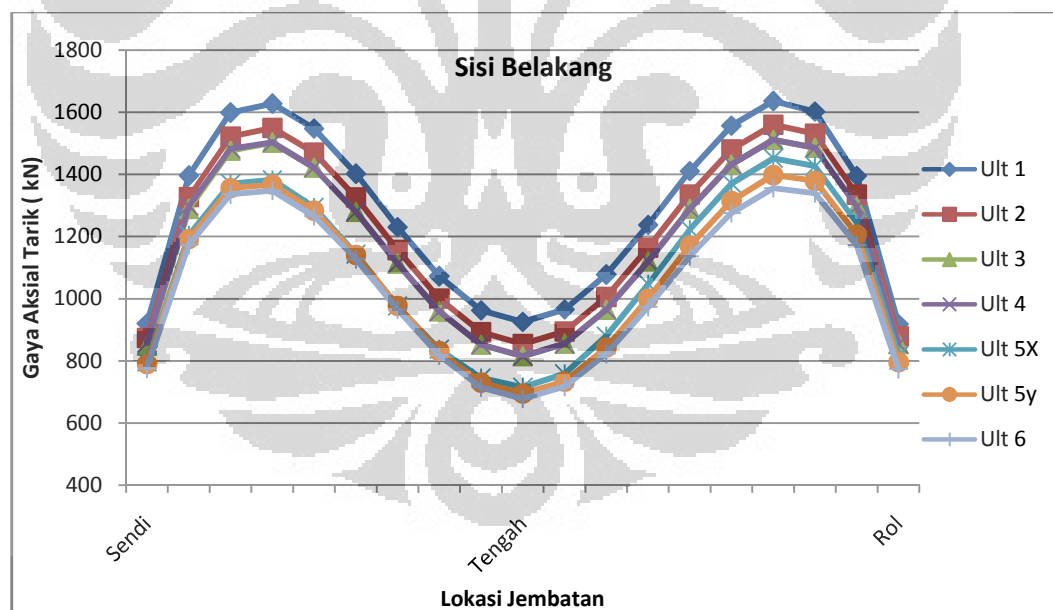
Gambar 4. 27 Grafik gaya dalam aksial

( Sumber : Olahan sendiri )

Besarnya gaya dalam aksial yang terjadi pada *tie* bernilai positif atau struktur mengalami tarik. Sedangkan pada *arch* bernilai negatif atau struktur mengalami tekan. Jika dilihat pada grafik *tie* menerima gaya paling besar pada ultimit 1.

Aksial tarik pada *hanger*

Gambar 4. 28 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit  
( Sumber : olahan sendiri )

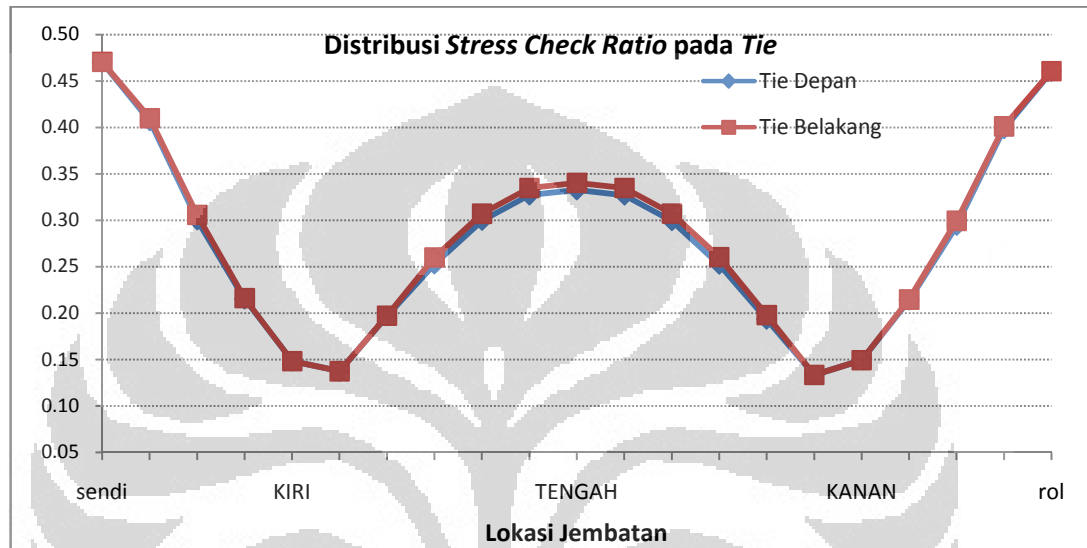


Gambar 4. 29 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit  
( Sumber : Olahan sendiri )

Dari grafik kedua *hanger* di atas nilai terbesar gaya aksial terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

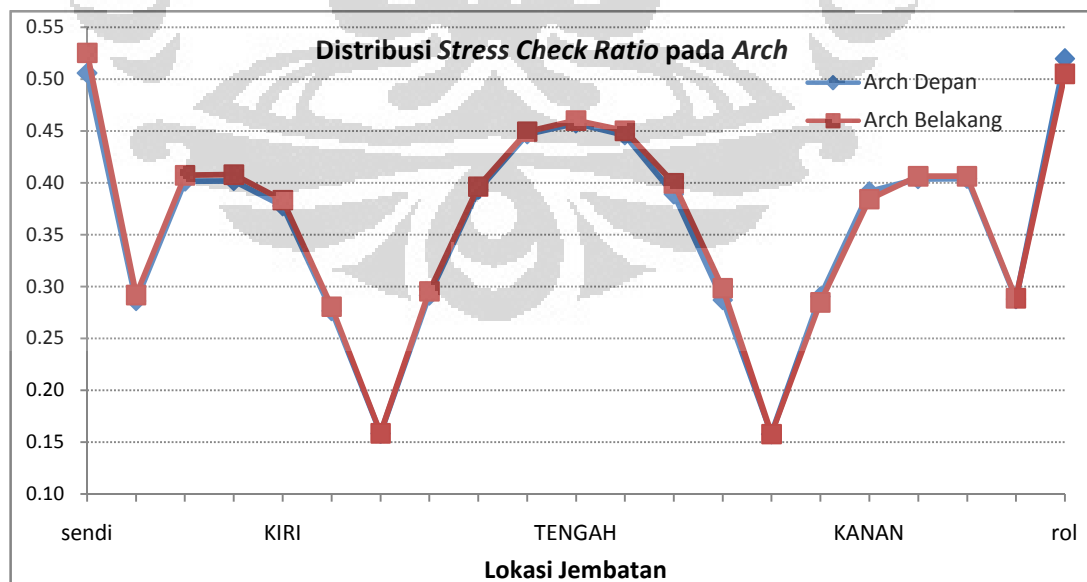
- Distribusi *stress check ratio*

Dari hasil interaksi gaya lentur dan gaya aksial pada elemen frame diperoleh nilai *stress check ratio* dari masing-masing profil, disini distribusi *stress check ratio* yang terletak pada *arch*, *tie* dan *floorbeam* ditampilkan dalam bentuk grafik..



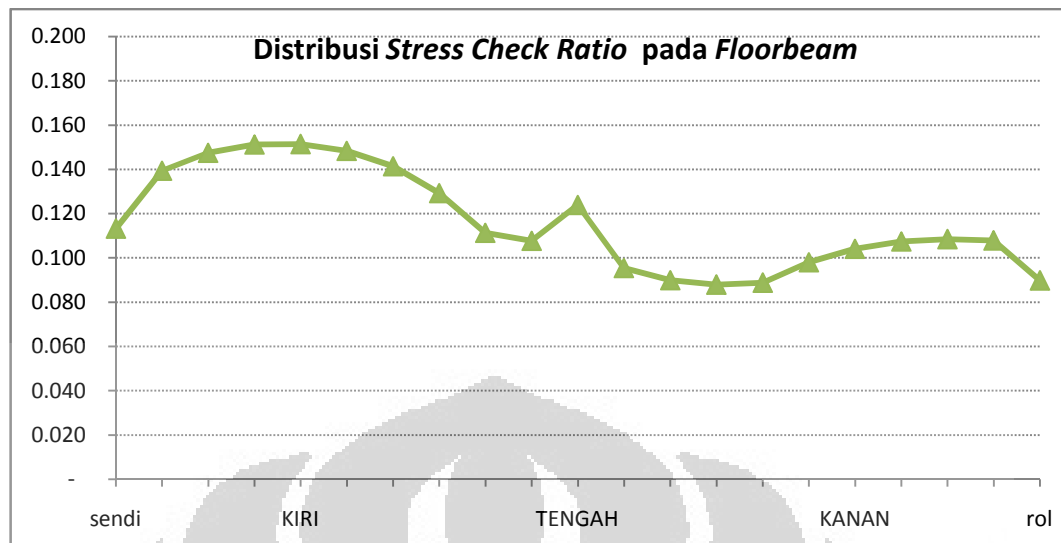
#### 4.4 Grafik *stress check ratio* pada tie

( Sumber : Olahan sendiri )



#### 4.5 Grafik *stress check ratio* pada arch

( Sumber : Olahan sendiri )



#### 4.6 Grafik *stress check ratio* pada *floorbeam*

( Sumber : Olahan sendiri )

#### 4.1.4 Model 4 jembatan dengan persamaan pangkat 5

Hasil iterasi terhadap model jembatan pertama diperoleh profil penampang *arch* dan *tie* sebesar 5800 x 3650 x 60 x 60 mm.

- Berat Struktur Jembatan

Berat struktur bisa dilihat dari reaksi perletakan beban mati tanpa beban mati plat lantai jembatan dan trotoar atau bisa dilihat dari *base reaction*.

Table 4.13 Reaksi perletakan akibat beban mati sendiri

<i>Joint</i>	<i>OutputCase</i>	<i>FZ</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Ton</i>
<b>1</b>	mati	2,149.2
<b>41</b>	mati	2,149.2
<b>212</b>	mati	2,149.2
<b>252</b>	mati	2,149.2
<b>Jumlah</b>		<b>8,596.71</b>

( Sumber : Olahan sendiri )

Besar berat struktur jembatan **8596,71 Ton**.

- Besar Lendutan

Lokasi lendutan yang ditinjau pada jembatan pada tengah bentang, akibat kombinasi beban layan.

Table 4.14 Lendutan

Kombinasi beban	Lendutan (mm)	
	Sisi Depan	Sisi Belakang
Layan 1	244.40	244.40
Layan 2	248.17	248.17
Layan 3	244.16	244.68
Layan 4	232.21	233.24
Layan 5	243.90	244.92
Layan 6	220.54	221.57

( Sumber : Olahan sendiri )

Lendutan terbesar terjadi akibat kombinasi layan 2

- Besar Reaksi Perletakan

Reaksi perletakan yang ditampilkan di bawah ini diperoleh dari kombinasi beban ultimit, dilihat dari tiga arah yakni sumbu X, Y, dan Z, disajikan dalam tabel dibawah ini : :

Table 4.15 Reaksi perletakan pada bagian sisi depan

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	-3746.65	-656.16	28147.83
	Ultimit 2	189.63	-68.05	29279.93
	Ultimit 3	189.63	-67.10	28739.93
	Ultimit 4	-4715.95	-779.98	26369.86
	Ultimit 5	29327.57	1812.43	33967.83
	Ultimit 6	-4087.98	-667.43	25036.17
	Ultimit 1	0.00	-460.95	28273.31
	Ultimit 2	0.00	-73.15	29279.93
	Ultimit 3	0.00	-72.21	28739.93
	Ultimit 4	0.00	-539.81	26520.44
	Ultimit 5	0.00	1040.55	34572.93
	Ultimit 6	0.00	-463.03	25161.65

( Sumber : Olahan sendiri )

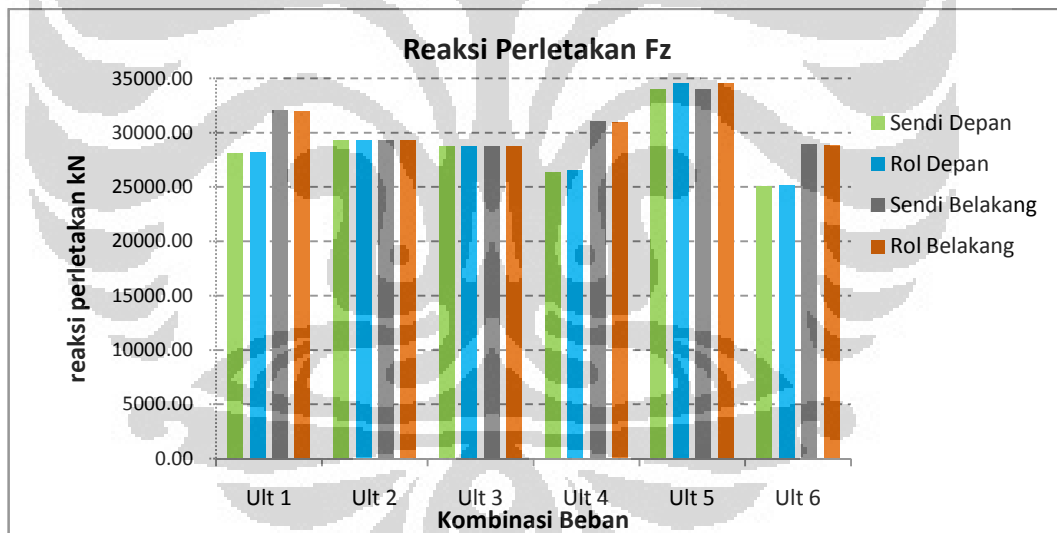
Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 5.

Table 4.16 Reaksi Perletakan pada bagian sisi belakang

Jenis Perletakan	Kombinasi Beban	Reaksi Perletakan ( satuan dalam kN )		
		X	Y	Z
Sendi	Ultimit 1	4429.32	-476.44	32097.95
	Ultimit 2	189.63	68.05	29279.93
	Ultimit 3	189.63	67.10	28739.93
	Ultimit 4	5095.22	-579.14	31110.00
	Ultimit 5	29327.57	1959.13	33967.83
	Ultimit 6	4087.99	-465.17	28986.29
Rol	Ultimit 1	0.00	-262.85	31972.47
	Ultimit 2	0.00	73.15	29279.93
	Ultimit 3	0.00	72.21	28739.93
	Ultimit 4	0.00	-328.75	30959.43
	Ultimit 5	0.00	1187.24	34572.94
	Ultimit 6	0.00	-260.77	28860.81

( Sumber : Olahan sendiri )

Reaksi perletakan terbesar arah Z terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1. Data di atas disajikan dalam bentuk grafik sebagai berikut :

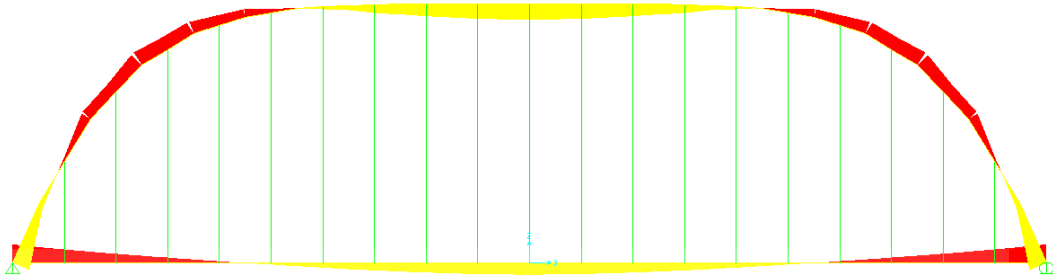


Gambar 4. 30 Grafik reaksi akibat kombinasi beban ultimit

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas menunjukkan struktur bagian depan maupun belakang jembatan menghasilkan reaksi perletakan paling besar akibat kombinasi ultimit 5.

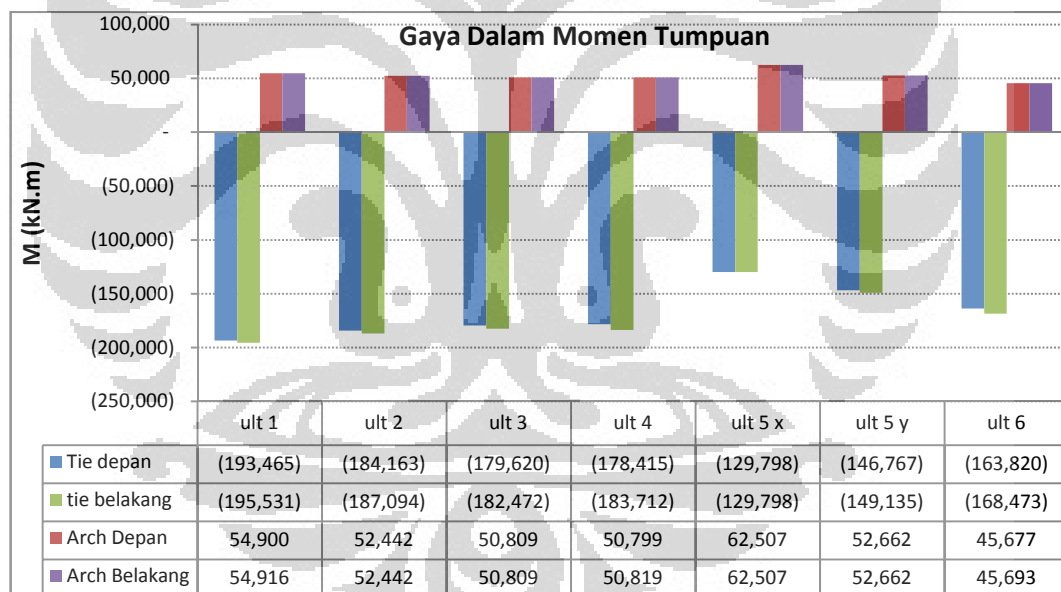
- Gaya Dalam Momen



Gambar 4. 31 Gaya dalam momen persamaan pangkat 5

( Sumber : Olahan sendiri )

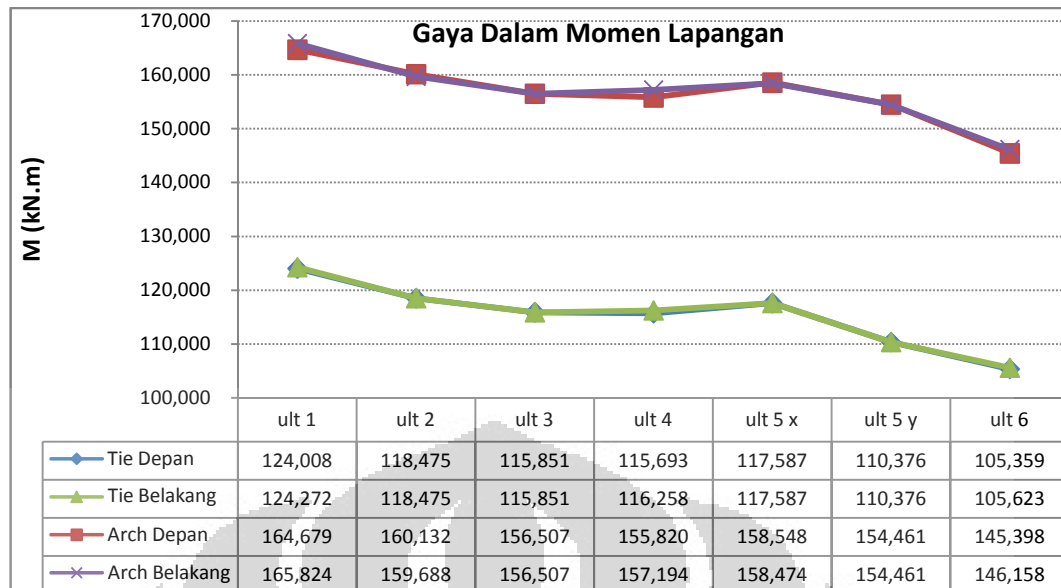
Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam momen yang di terima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.



Gambar 4. 32 Gaya dalam momen tumpuan

( Sumber : Olahan sendiri )





Gambar 4. 33 Gaya dalam momen lapangan

( Sumber : Olahan sendiri )

Dari grafik kedua momen di atas pada gambar 4.22 dan 4.23, nilai momen maksimum terjadi akibat kombinasi beban ultimit 1.

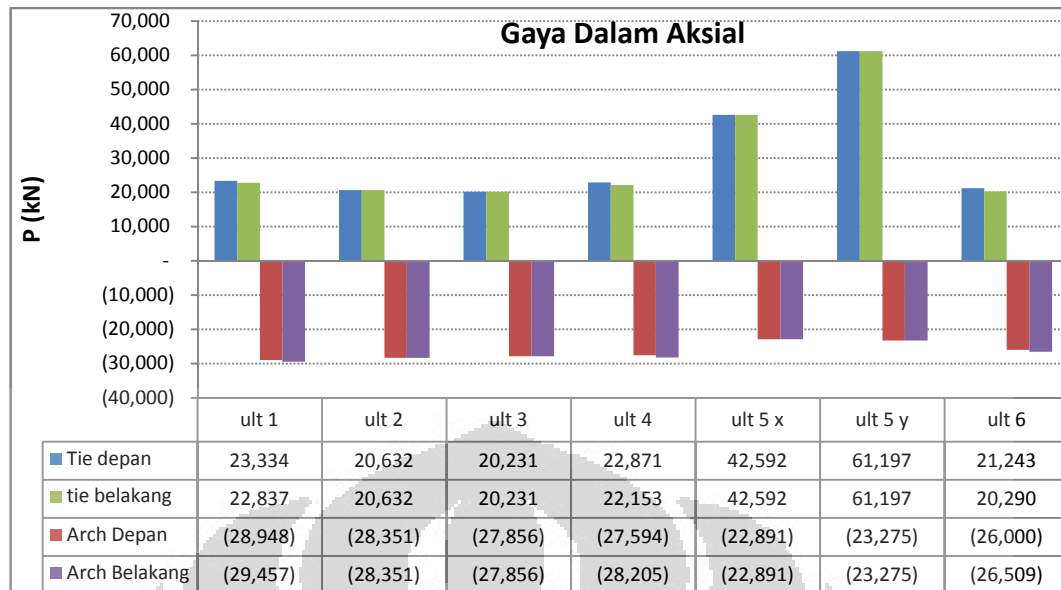
Aksial



Gambar 4. 34 Gaya dalam aksial akibat kombinasi beban ultimit

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di bawah ini menampilkan besar gaya dalam aksial yang di terima oleh masing-masing struktur utama *tie* dan *arch* akibat tiap kombinasi pembebanan ultimit.

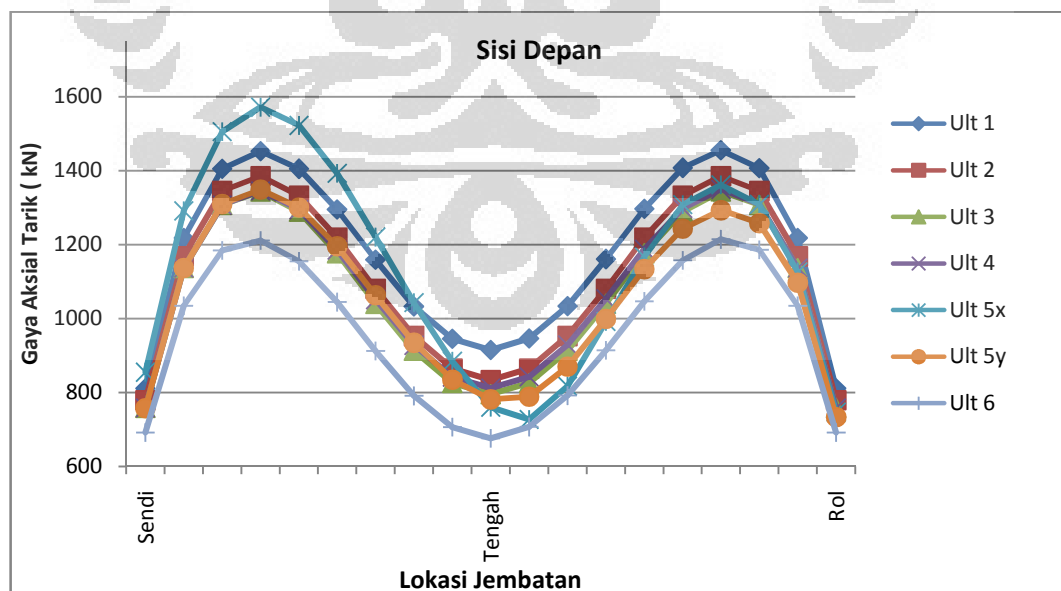


Gambar 4. 35 Grafik gaya dalam aksial

( Sumber : Olahan sendiri )

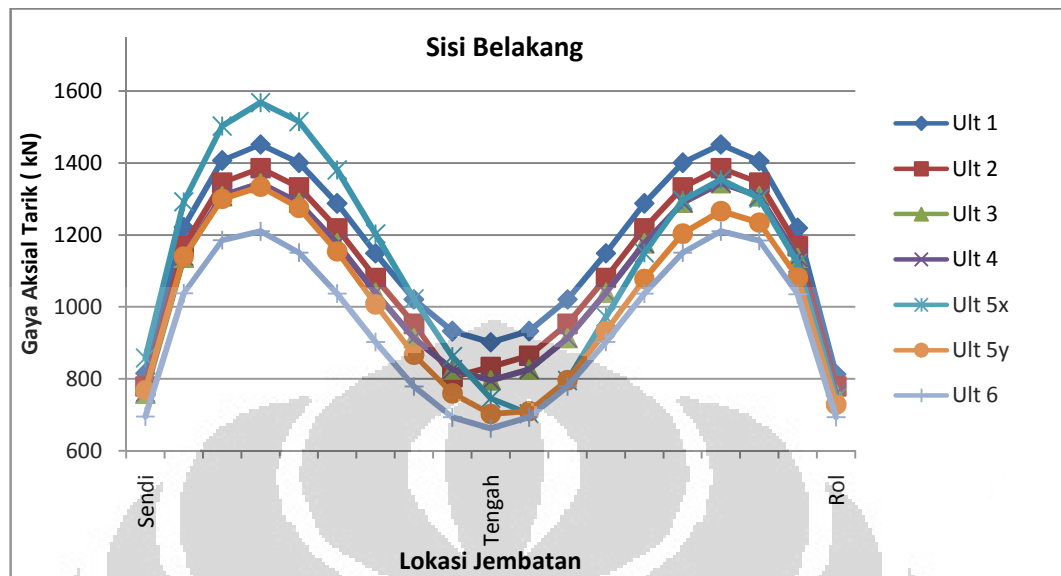
Besarnya gaya dalam aksial yang terjadi pada *tie* bernilai positif atau struktur mengalami tarik. Sedangkan pada *arch* bernilai negatif atau struktur mengalami tekan. Jika dilihat pada grafik *tie* menerima gaya paling besar pada kombinasi beban ultimit 5, sedangkan arch menerima gaya paling besar akibat kombinasi beban ultimit 1.

Aksial tarik pada *hanger*



Gambar 4. 36 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit

( Sumber : olahan sendiri )

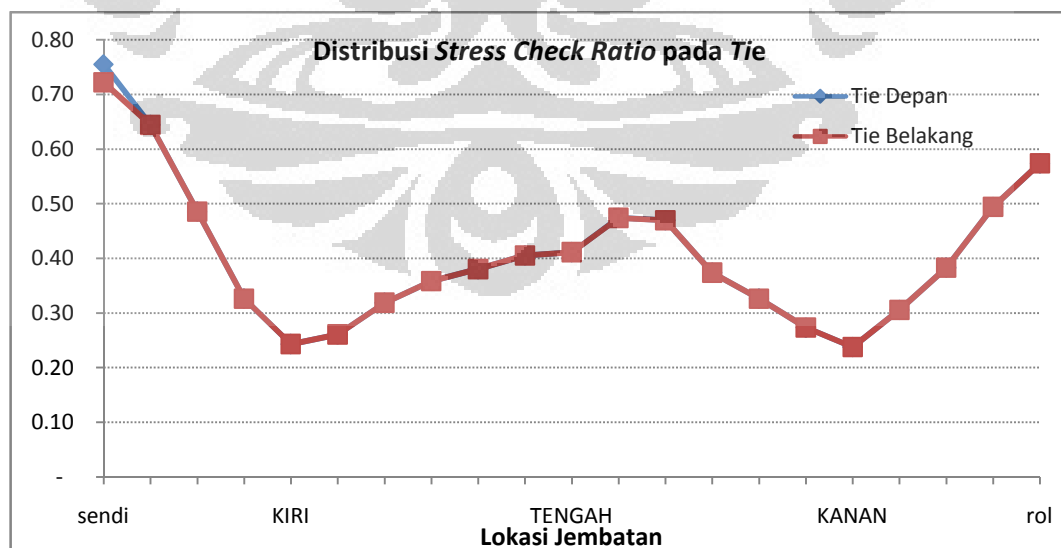


Gambar 4. 37 Grafik distribusi gaya tarik aksial akibat kombinasi ultimit

( Sumber : olahan sendiri )

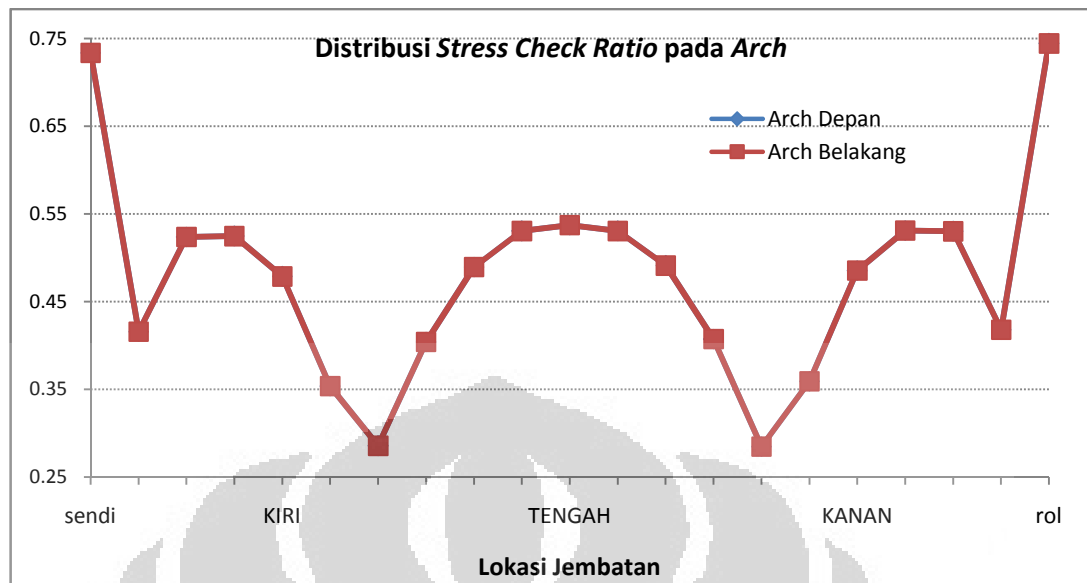
- Diagram *stress check ratio*

Dari hasil interaksi gaya lentur dan gaya aksial pada elemen frame diperoleh nilai *stress check ratio* dari masing-masing profil, disini distribusi *stress check ratio* yang terletak pada *arch*, *tie* dan *floorbeam* ditampilkan dalam bentuk grafik.

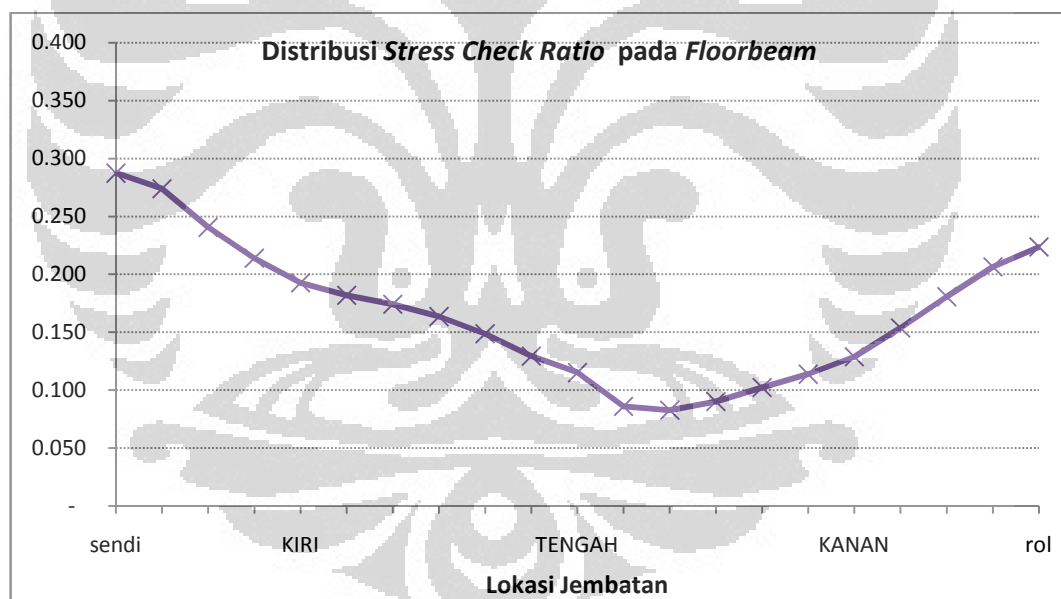


Gambar 4. 38 Grafik *stress check ratio* pada Tie

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 39 Grafik *stress check ratio* pada arch  
( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 40 Grafik *stress check ratio* pada floor beam  
( Sumber : Olahan sendiri )

#### 4.1.5 Respon dinamik struktur atas jembatan akibat gempa

Bagian jembatan pada dasarnya terbagi atas struktur atas dan struktur bawah. Adapun struktur bawah merupakan bagian jembatan yang paling dominan dalam menerima aksi lingkungan gempa. Sehingga untuk

mengetahui respon dinamik yang terjadi pada struktur atas jembatan seharusnya bagian abutmen harus didesain juga. Akan tetapi, dalam penelitian ini hanya melihat perilaku struktur atasnya saja dengan ketentuan struktur bawah hanya didesain sebagai perletakan sederhana biasa yakni sendi dan rol. Analisis gempa yang digunakan sesuai SNI 2833: th. 2008 yakni respon spectrum dengan ketentuan wilayah 3. Jadi hasil yang ditampilkan akibat respon gempa pada bab 4 ini berupa periode struktur untuk tiap model. Jumlah mode yang ditampilkan 12 karena sudah mewakili perilaku struktur akibat gempa yakni untuk mode awal bergerak translasi arah x, y dan kemudian rotasi.

Table 4.17 Periode getar struktur jembatan

Mode ke-	Periode Getar Struktur (detik)			
	Pangkat 2	Pangkat 3	Pangkat 4	Pangkat 5
1	4.98	2.90	2.47	2.31
2	3.45	1.36	1.89	1.04
3	2.82	1.19	1.13	0.94
4	2.21	0.89	0.93	0.83
5	1.51	0.82	0.82	0.82
6	1.43	0.59	0.71	0.49
7	1.20	0.39	0.50	0.36
8	0.92	0.39	0.49	0.36
9	0.83	0.37	0.40	0.35
10	0.78	0.37	0.37	0.35
11	0.64	0.35	0.37	0.31
12	0.58	0.32	0.35	0.28

( Sumber : olahan sendiri )

## 4.2 ANALISIS

Analisis pada bab 4 ini membandingkan hasil *out put* SAP2000 untuk setiap variasi jembatan. Hasil perbandingan analisis akan ditampilkan dalam bentuk tabel dan grafik. Hasil dari analisis ini akan menghasilkan nilai – nilai yang paling optimum untuk menjawab hipotesa mengenai pengaruh persamaan kelengkungan terhadap perilaku *tied arch bridge*.

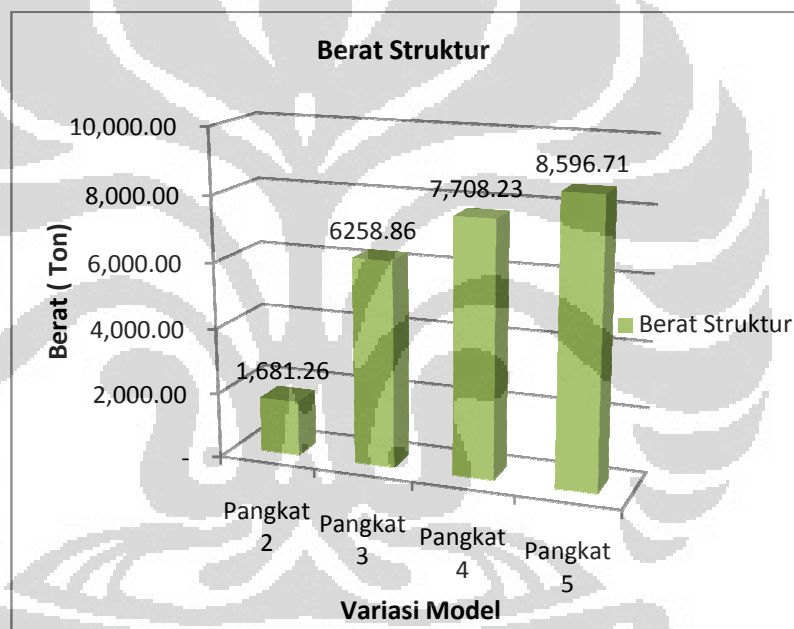
#### 4.2.1 Berat Struktur Jembatan

Hasil perbandingan berat struktur tiap model jembatan

Table 4.18 Perbandingan berat struktur

NO	Variasi Persamaan	Berat Struktur	Rasio penambahan berat terhadap model 1
		( Ton )	
1	Pangkat 2	1,681.26	1.00
2	Pangkat 3	6258.86	3.72
3	Pangkat 4	7,708.23	4.58
4	Pangkat 5	8,596.71	5.11

( Sumber : Olahan sendiri )



4.7 Grafik perbandingan berat struktur tiap variasi model jembatan

( Sumber : Olahan sendiri )

Hasil perbandingan berat struktur tiap variasi model jembatan menunjukkan persamaan pangkat 2 memiliki berat struktur yang lebih ringan dibandingkan dengan model yang lain. Dari hasil analisis semakin besar jumlah pangkat persamaan, berat struktur akan semakin besar dengan membandingkan berat terhadap pangkat 2. Persamaan pangkat 3 memiliki berat 3.72 kali lebih besar, persamaan pangkat 4 memiliki berat 4.58 kali lebih besar dan persamaan pangkat 5 memiliki berat 5.11 kali lebih besar.

#### 4.2.2 Lendutan jembatan

Nilai lendutan yang dianalisis berasal dari kombinasi pembebanan akibat daya layan yang dilihat di tengah bentang jembatan, pada bagian sisi depan dan sisi belakang jembatan. Sesuai dengan ketentuan lendutan yang diizinkan oleh peraturan RSNI T02-2005 yakni  $L/800$  bentang, karena bentang jembatan 200 m' maka lendutan izin 0.25 m atau 250 mm. berikut perbandingan lendutan tiap model jembatan.

Table 4.19 Perbandingan lendutan sisi depan

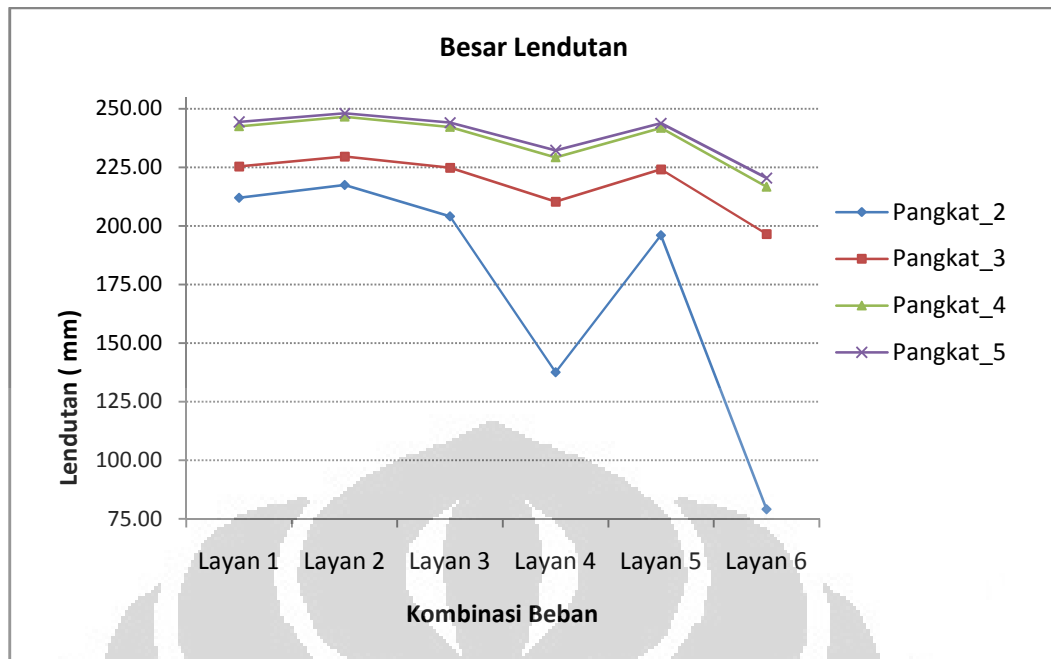
NO	Kombinasi beban	Lendutan (mm)			
		Pangkat 2	Pangkat 3	Pangkat 4	Pangkat 5
1	Layan 1	212.07	225.42	242.54	244.40
2	Layan 2	217.50	229.70	246.56	248.17
3	Layan 3	204.18	224.85	242.22	244.16
4	Layan 4	137.58	210.43	229.28	232.21
5	Layan 5	196.05	224.23	241.85	243.90
6	Layan 6	79.20	196.66	216.73	220.54

( Sumber : Olahan sendiri )

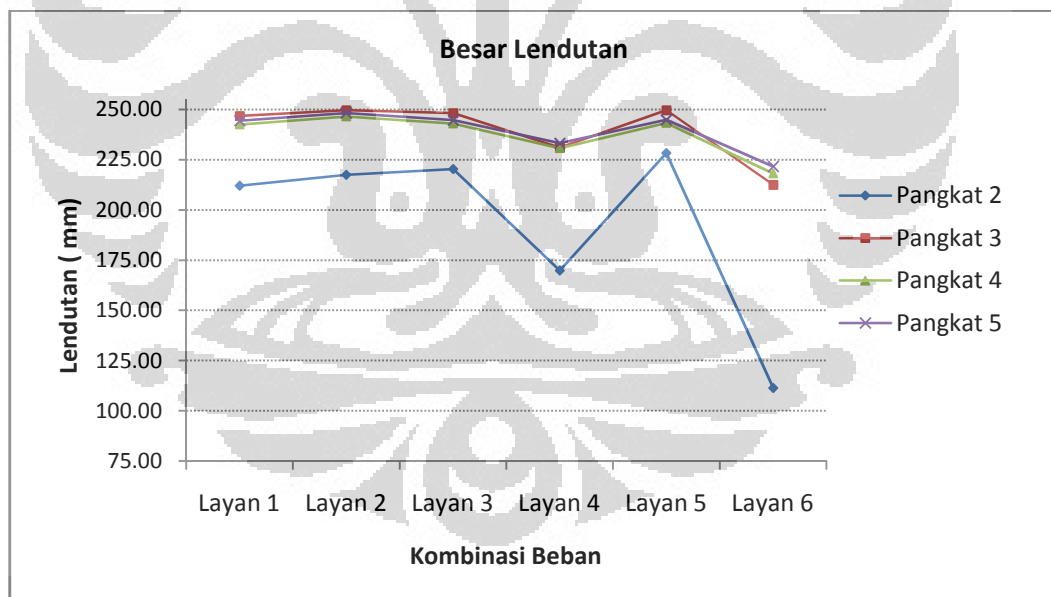
Table 4.20 Perbandingan lendutan sisi belakang

NO	Kombinasi beban	Lendutan (mm)			
		Pangkat 2	Pangkat 3	Pangkat 4	Pangkat 5
1	Layan 1	212.07	246.83	242.54	244.40
2	Layan 2	217.50	249.75	246.56	248.17
3	Layan 3	220.30	248.25	242.92	244.68
4	Layan 4	169.81	231.06	230.70	233.24
5	Layan 5	228.28	249.60	243.26	244.92
6	Layan 6	111.43	212.55	218.14	221.57

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 41 Grafik lendutan sisi depan jembatan  
( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 42 Grafik lendutan sisi belakang jembatan  
( Sumber : Olahan sendiri )

Hasil perbandingan tabel dan grafik menunjukkan model jembatan yang menggunakan kelengkungan persamaan pangkat 2 memiliki besar lendutan paling kecil. Adapun besar rasio perbandingan lendutan pangkat 2 yakni

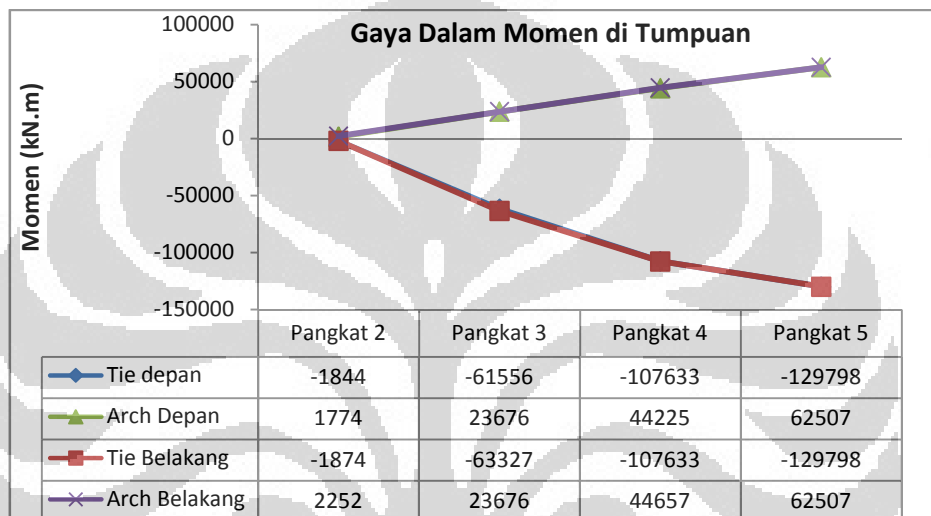


6.95 % lebih kecil terhadap pangkat 3, 9.06% lebih kecil terhadap pangkat 4 dan 10.19% lebih kecil terhadap pangkat 5.

#### 4.2.3 Perbandingan gaya dalam

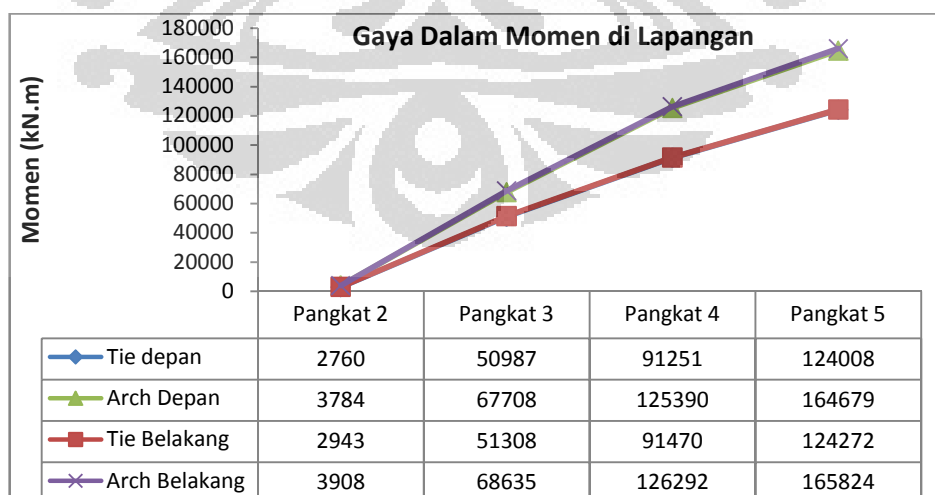
Jembatan busur memiliki bentuk struktur yang sangat efektif dalam penyaluran gaya-gaya dalam. Sehingga nilai gaya dalam yang akan di analisis yakni gaya dalam momen dan aksial karena kedua gaya dalam tersebut lebih dominan dalam struktur pelengkung.

- Gaya dalam momen



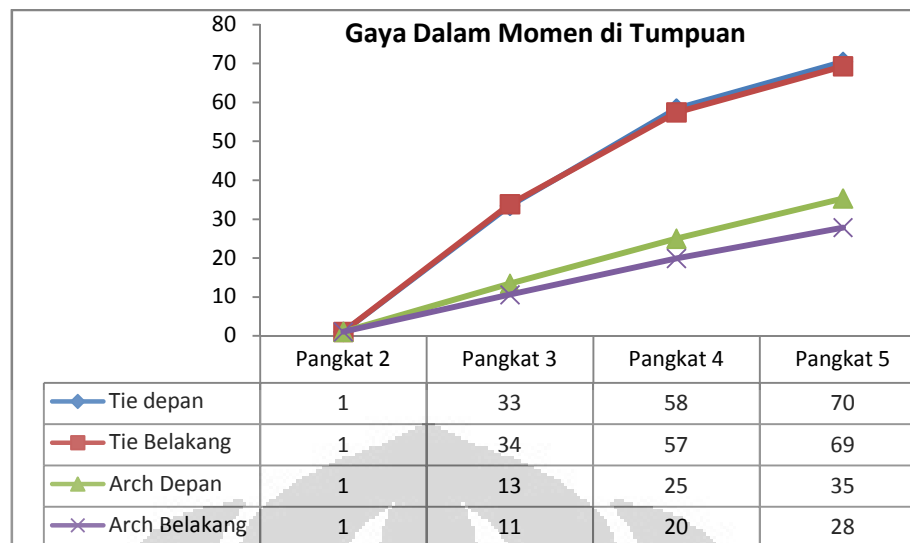
Gambar 4. 43 Grafik momen tumpuan tiap model

( Sumber : Olahan sendiri )

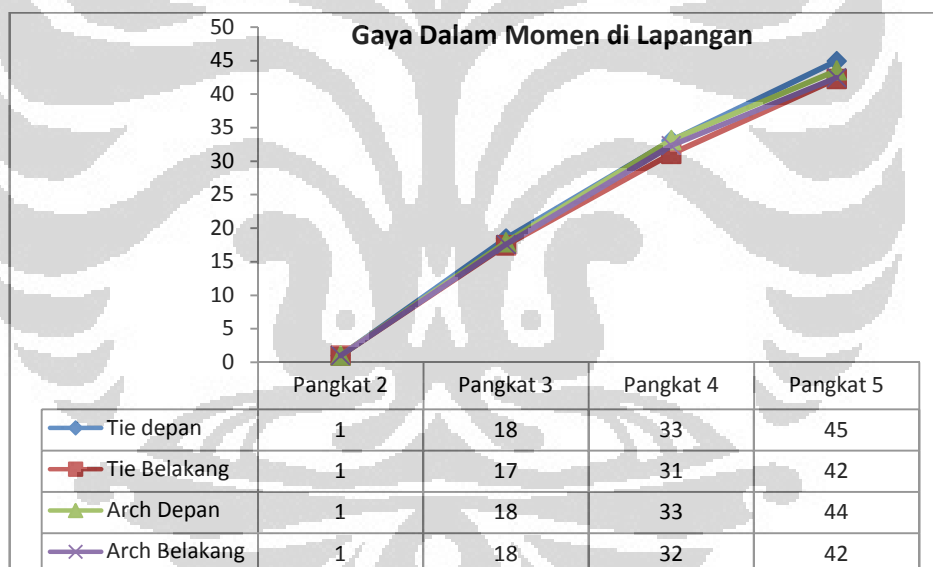


Gambar 4. 44 Grafik momen lapangan tiap model

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 45 Perbandingan momen tumpuan terhadap model 1  
( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 46 Perbandingan momen lapangan terhadap model 1  
( Sumber : Olahan sendiri )

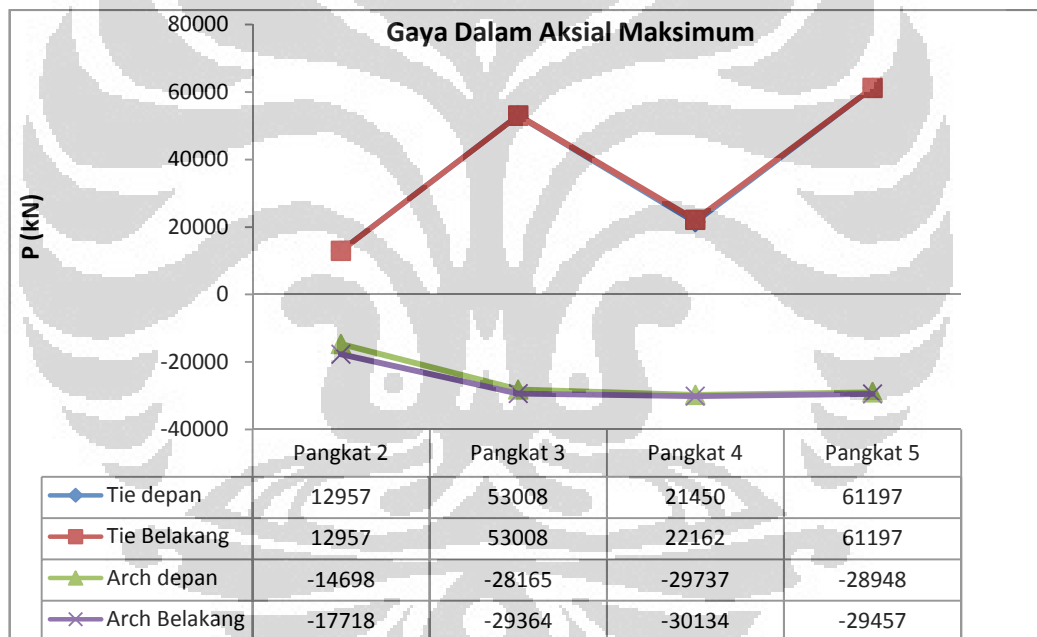
Kedua gambar di atas menunjukkan perbandingan besar momen tumpuan maupun lapangan yang terjadi pada elemen struktur *tie* maupun *arch* untuk tiap variasi model jembatan. Grafik di atas memperlihatkan momen yang bekerja pada struktur jembatan berbanding lurus terhadap variasi model atau kenaikan pangkat

persamaan kurva. Momen tumpuan terbesar dari setiap model terjadi pada elemen *tie* adapun momen lapangan terbesar terjadi pada elemen struktur *arch*.

Kenaikan momen tumpuan pada *tie* dari persamaan 2 ke persamaan 3 sebesar 33 kali lipat, sedangkan besar kenaikan pada arch 13 kali lipat. Adapun besar kenaikan terhadap persamaan 4 dan 5 masing-masing 58 dan 70 kali lebih besar. Sedangkan kenaikan pada arch untuk persamaan 4 dan 5 yakni 25 dan 35 kali lipat.

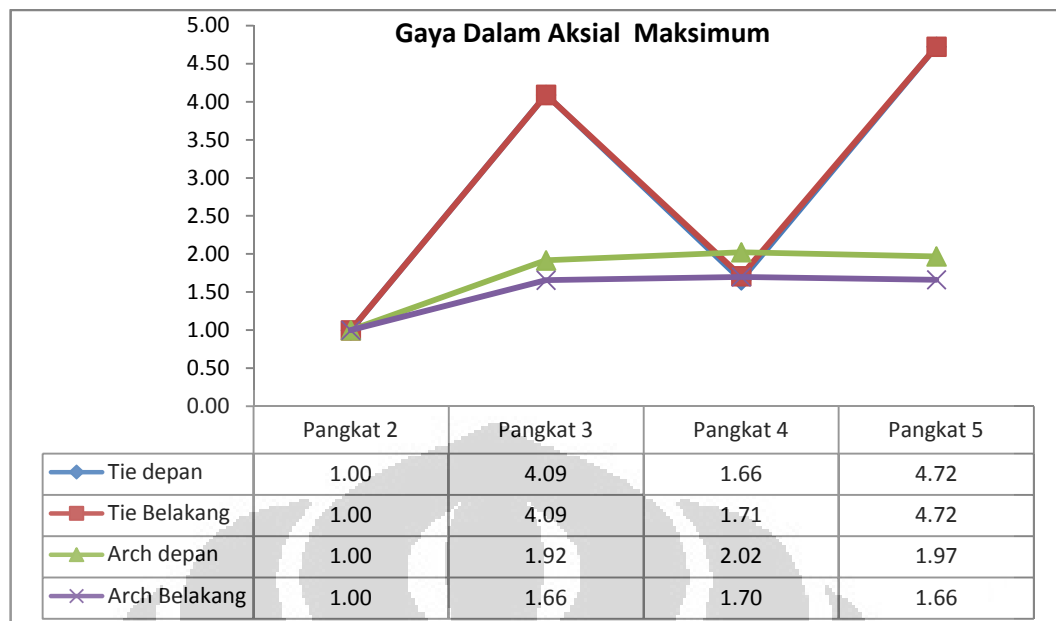
Untuk momen lapangan pada *tie* besar kenaikan untuk persamaan 3, 4 dan 5 masing – masing 18, 33, 45 kali lebih besar dari persamaan pangkat 2. Adapun besar kenaikan pada *arch* untuk tiap model jembatan pangkat 3, 4 dan 5 masing-masing 18, 33 dan 45 kali lebih besar.

- Gaya dalam aksial



Gambar 4. 47 Gaya dalam aksial

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 48 Perbandingan gaya dalam aksial terhadap model 1

( Sumber : Olahan sendiri )

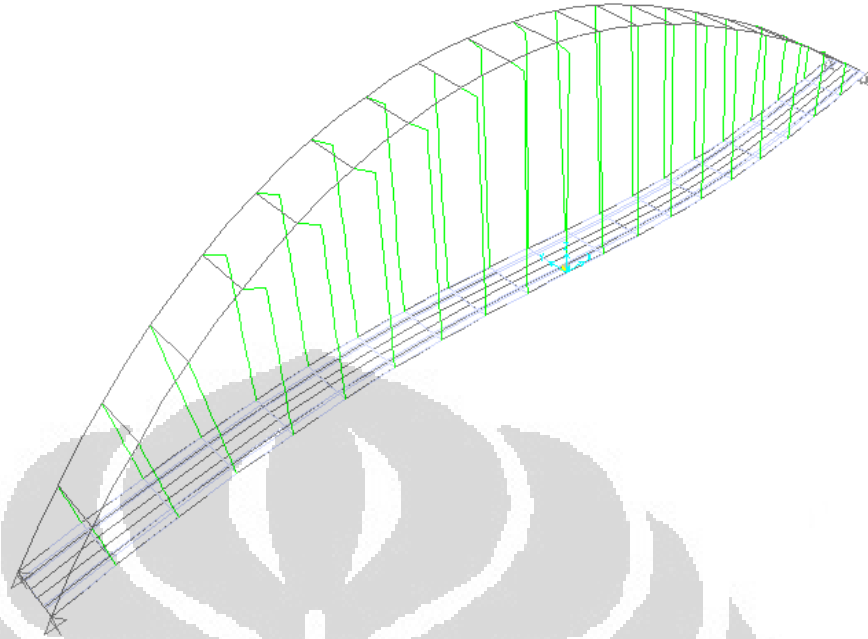
Kedua grafik di atas menunjukkan nilai gaya aksial maksimum yang terjadi pada elemen struktur *tie* dan *arch* untuk setiap variasi model jembatan. Gambar di atas menunjukkan rasio perbandingan gaya dalam aksial terhadap model 1. Masih sama seperti gaya dalam momen, besar kenaikan pangkat berbanding lurus dengan besar gaya dalam aksial yang bekerja pada elemen struktur jembatan.

Adapun nilai kenaikan pada *tie* untuk pangkat 3 sebesar 309 %, dan 66 % untuk pangkat 4 serta 372% untuk pangkat 5. Sedangkan nilai kenaikan pada *arch* lebih kecil. Untuk pangkat 3, 4 dan 5 masing –masing nilai kenaikannya 92 %, 102% , dan 97% terhadap pangkat 2.

#### 4.2.4 Analisis respon dinamik jembatan akibat gempa

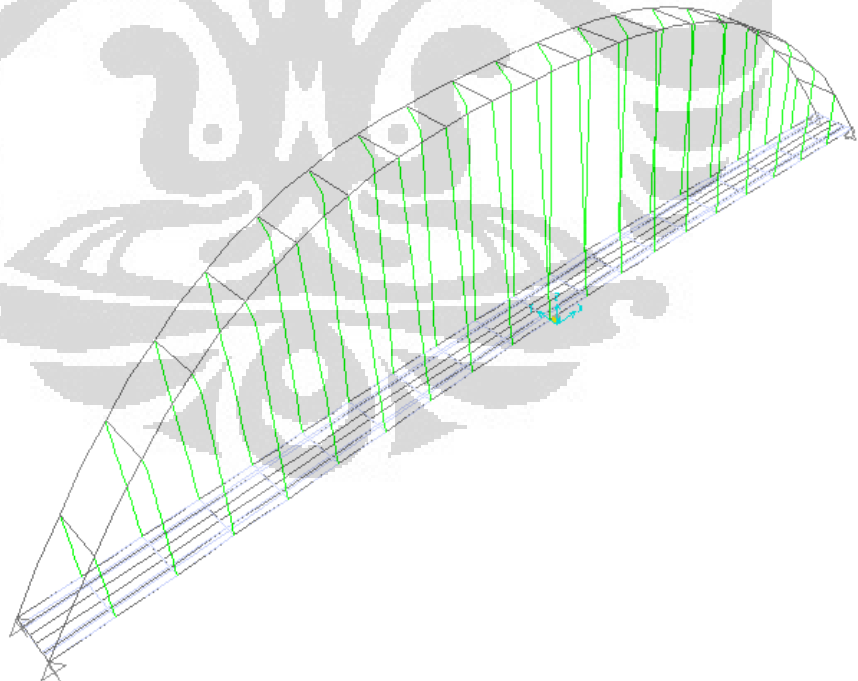
Hasil analisis sebelumnya menampilkan respon struktur berupa nilai periode dari tiap model jembatan. Untuk kali ini akan menampilkan bentuk respon struktur berupa pergoyangan 3 mode pertama untuk mengetahui bentuk pergerakan struktur dasar yang terjadi akibat gaya gempa. Prinsip dasar pergoyangan struktur akibat gempa yakni mode pertama dan kedua bergerak secara translasi arah x dan y sedangkan mode ketiga baru terjadi rotasi.

a. Mode 1



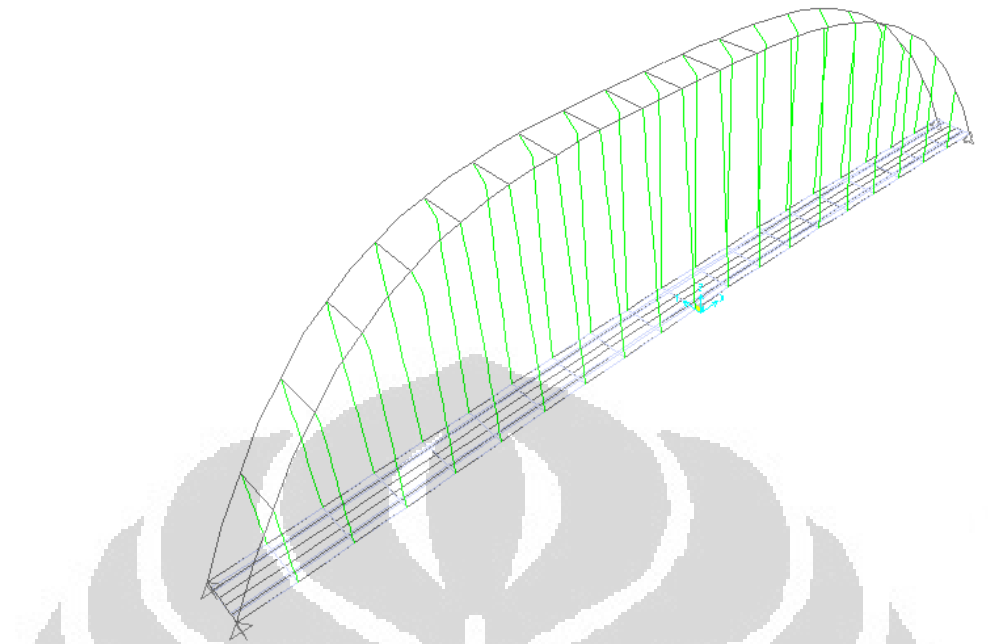
Gambar 4. 49 Persamaan pangkat 2 periode **4.98 s**

( Sumber : Olahan sendiri )



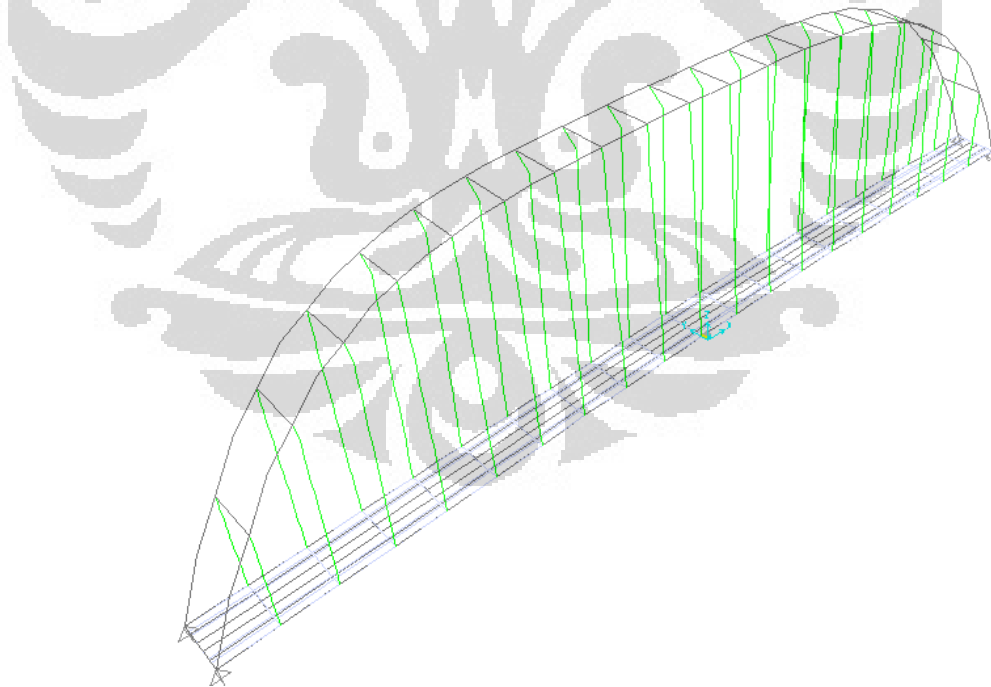
Gambar 4. 50 Persamaan pangkat 3 periode **2.90 s**

( Sumber : Olahan sendiri )



**Gambar 4. 51 Persamaan pangkat 4 periode 2.47 s**

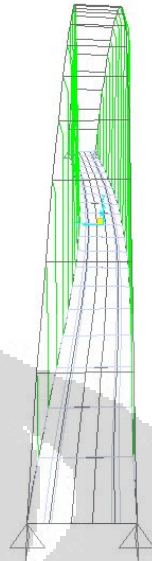
( Sumber : Olahan sendiri )



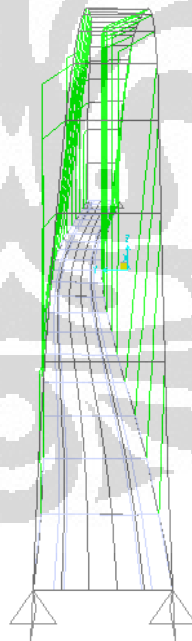
**Gambar 4. 52 Persamaan pangkat 5 periode 2.31 s**

( Sumber : Olahan sendiri )

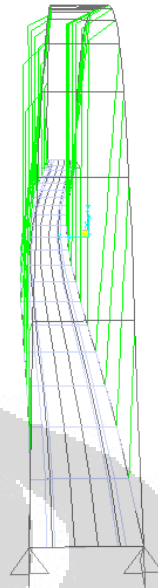
b. Mode 2



Gambar 4. 53 Persamaan pangkat 2 periode **3.45 s**  
( Sumber : Olahan sendiri )

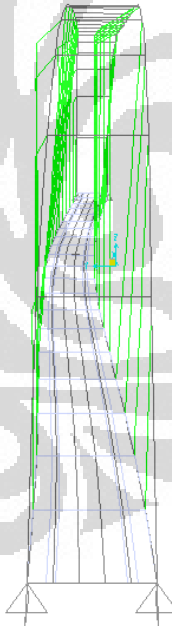


Gambar 4. 54 Persamaan pangkat 3 periode **1.36 s**  
( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 55 Persamaan pangkat 4 periode **1.89 s**

( Sumber : Olahan sendiri )

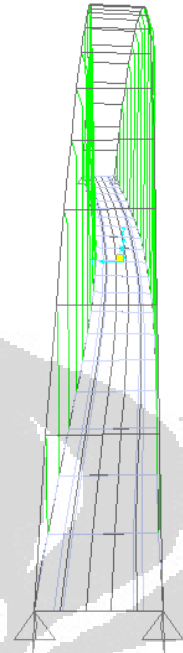


Gambar 4. 56 Persamaan pangkat 5 periode **1.04 s**

( Sumber : Olahan sendiri )



c. Mode 3



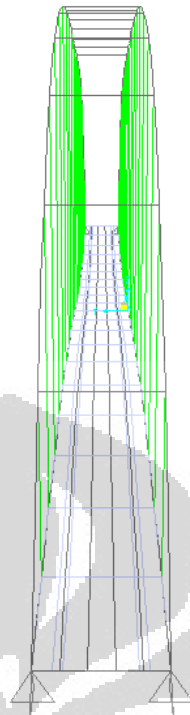
Gambar 4. 57 Persamaan pangkat 2 periode **2.82 s**

( Sumber : Olahan sendiri )



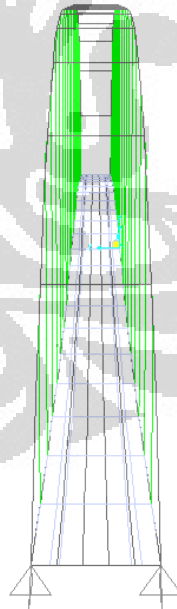
Gambar 4. 58 Persamaan pangkat 3 periode **1.19 s**

( Sumber : Olahan sendiri )



Gambar 4. 59 Persamaan pangkat 4 periode **1.13 s**

( Sumber : Olahan sendiri )

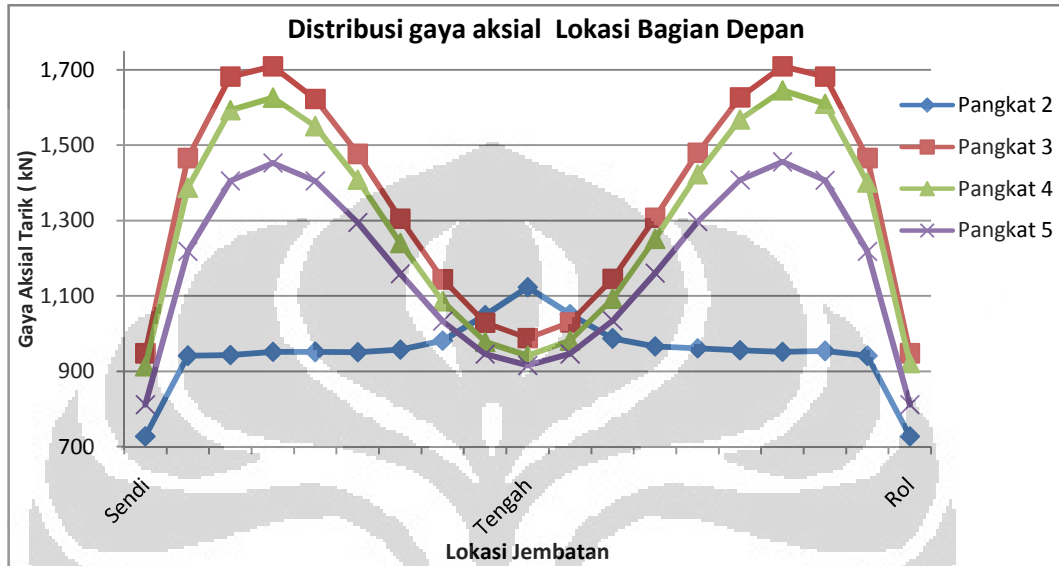


Gambar 4. 60 Persamaan pangkat 5 periode **0.94 s**

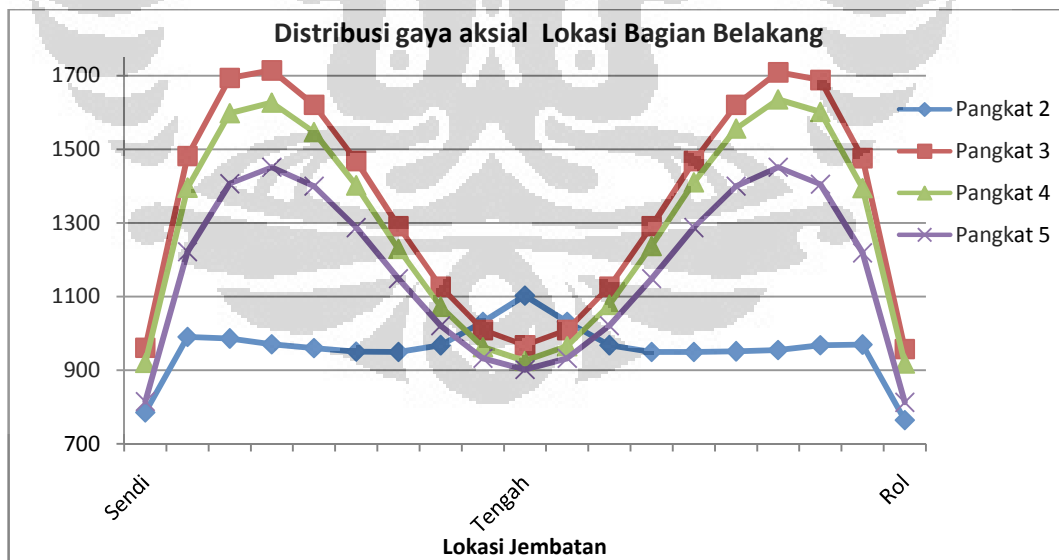
( Sumber : Olahan sendiri )

#### 4.2.5 Perbandingan distribusi gaya aksial tarik pada kabel

Distribusi gaya dalam aksial tarik pada kabel memperlihatkan perilaku kinerja kabel dalam menyalurkan gaya – gaya kepada elemen struktur *arch*. Dari kinerja tersebut dapat dilihat posisi yang paling kritis dalam menerima gaya dalam. Berikut grafik hasil pengolahan gaya aksial tarik pada kabel.



Gambar 4. 61 Grafik distribusi gaya aksial tarik kabel  
( sumber : olahan sendiri)



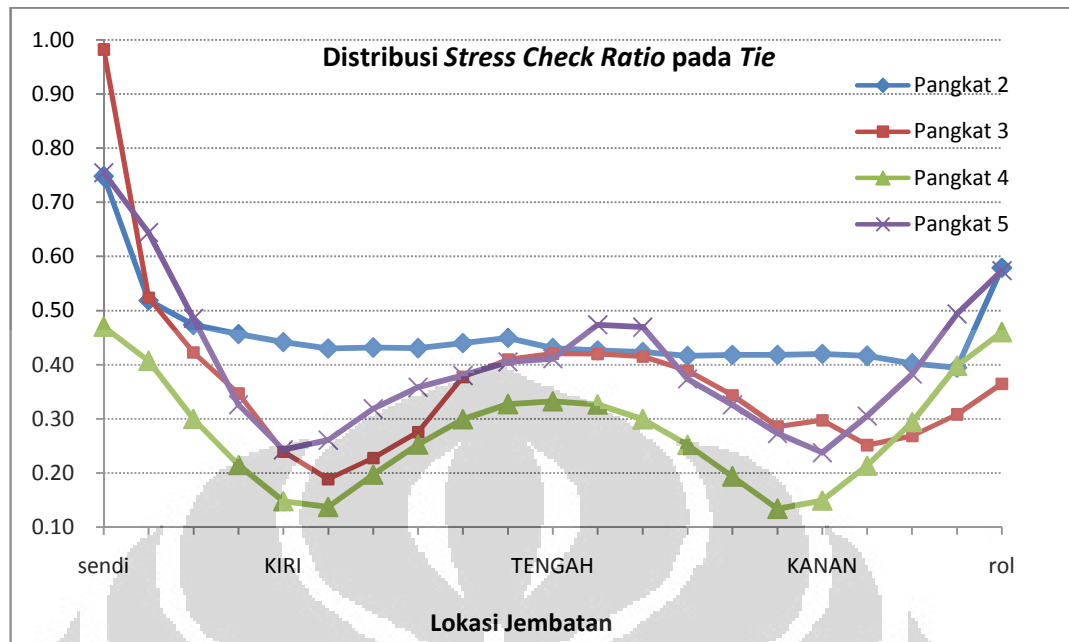
Gambar 4. 62 Grafik distribusi gaya aksial tarik kabel  
( sumber : olahan sendiri)

Kedua grafik di atas memperlihatkan perbandingan distribusi kinerja gaya dalam aksial tarik pada kabel. Grafik pertama memperlihatkan kinerja gaya dalam aksial tarik pada sisi depan jembatan, dan grafik kedua pada sisi belakang jembatan. Kedua grafik menunjukkan perilaku yang sama baik pada sisi depan maupun sisi belakang jembatan. Analisis dari keempat persamaan, pangkat 2 memiliki kinerja kabel yang paling optimum. Bisa dilihat pada grafik pangkat 2 kabel pada posisi tengah bentang mengalami kenaikan paling besar. Hal ini memperlihatkan prinsip struktur arch menerima gaya dalam dari tie secara optimal karena momen di arch mendekati nol. Sedangkan persamaan pangkat 3, 4 dan 4 memperlihatkan kinerja sebaliknya daripada pangkat 2. Karena ketiga persamaan di atas memperlihatkan kinerja kabel bekerja maksimal pada 1/4 bentang jembatan. Adapun untuk tengah bentang kinerja kabel dari ketiga persamaan tersebut bekerja tidak maksimal. Hal ini bisa terjadi karena elemen *arch* tidak bekerja layaknya struktur *arch*. Akan tetapi lebih memperlihatkan perilaku struktur *arch* untuk ketiga persamaan tersebut menyerupai perilaku struktur portal. Hal ini ditunjukkan dengan momen lapangan *arch* pada ketiga persamaan tersebut hampir sama dengan besar momen lapangan pada *tie*. Saat terjadi lendutan pada *tie* maka bersamaan dengan lendutan pada *arch* sehingga kinerja kabel tidak bekerja optimal.

#### 4.2.6 Perbandingan distribusi *stress check ratio*

Distribusi kinerja gaya dalam elemen struktur utama diperlihatkan oleh distribusi *stress check ratio* yang ditampilkan dari tiap model jembatan untuk melihat perilaku jembatan secara keseluruhan. Distribusi *stress check ratio* yang akan dibandingkan yakni bagian *tie*, *arch* dan *floor beam*.

- *stress check ratio* pada *tie*

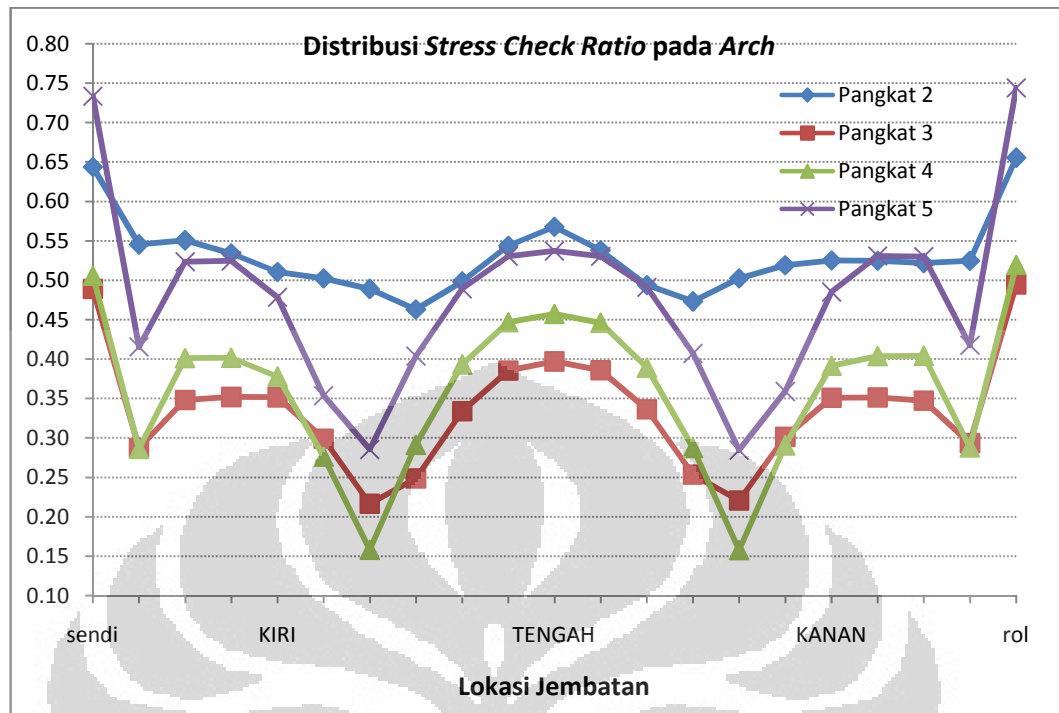


Gambar 4. 63 Grafik *stress check ratio* pada *tie*

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas memperlihatkan perbandingan distribusi kinerja gaya dalam pada *tie* yang ditunjukkan oleh hasil *stress check ratio*. Hasil analisis menunjukkan *tie* yang mengalami kinerja merata diperlihatkan oleh grafik pada persamaan pangkat 2. Sedangkan untuk persamaan pangkat 3, 4 dan 5, kinerja *tie* yang menerima gaya yang besar diperlihatkan pada posisi tengah bentang dan kedua ujung jembatan. Akan tetapi *tie* pada posisi seperempat ( $1/4$ ) dan tiga perempat ( $3/4$ ) bentang *tie* tidak begitu besar menerima gaya. Hal tersebut menunjukkan kinerja *tie* untuk persamaan pangkat 3,4 dan 5 tidak maksimal dalam menerima beban yang bekerja.

- *stress check ratio* pada *arch*

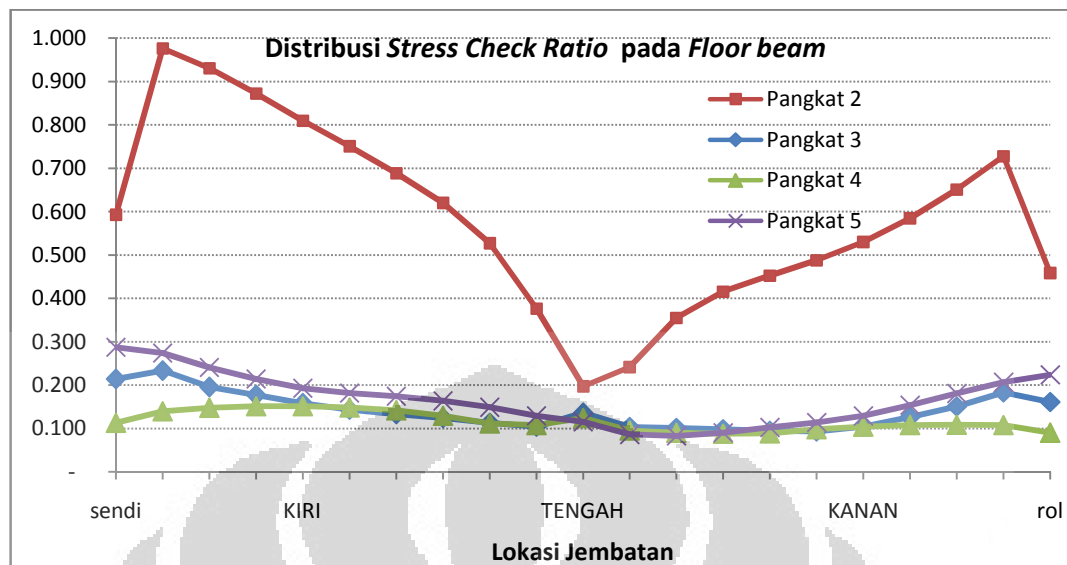


Gambar 4. 64 Grafik *stress ratio* pada *arch*

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas memperlihatkan perbandingan distribusi kinerja gaya dalam pada *arch* yang ditunjukkan oleh hasil *stress check ratio*. Hasil analisis dari bentuk grafik menunjukkan bentuk distribusi kinerja gaya dalam dari tiap persamaan hampir sama yakni pada tengah bentang *arch* mengalami kinerja yang relatif besar terutama untuk persamaan pangkat 2. Sedangkan untuk persamaan pangkat 3, 4 dan 5 ujung arch tetap menunjukkan kinerja gaya dalam yang cukup besar terutama pada ujung sendi. Akan tetapi, grafik dengan persamaan pangkat 2 menunjukkan kinerja pendistribusian gaya dalam yang merata sepanjang bentang *arch*. Hal tersebut menunjukkan design *arch* persamaan pangkat 2 tetap lebih optimum dalam pendistribusian gaya dalam.

- *stress check ratio* pada *floor beam*



Gambar 4. 65 Grafik *stress check ratio* pada *floor beam*

( Sumber : Olahan sendiri )

Grafik di atas memperlihatkan perbandingan distribusi kinerja gaya dalam pada *floorbeam* yang ditunjukkan oleh hasil *stress check ratio*. Hasil analisis dari bentuk grafik menunjukkan bentuk distribusi kinerja gaya dalam dari tiap persamaan hampir sama. Akan tetapi jika dilihat dari kinerja *tie* pada persamaan pangkat 3,4 dan 5, *floor beam* tidak menyalurkan beban secara optimum kepada *tie* ditunjukkan dengan hasil *stress check ratio* pada *floorbeam* menunjukkan persamaan pangkat 3, 4 dan 5 bentuk distribusi kinerja gaya dalam hampir sama. Nilainya sangat relatif kecil pada kedua ujung bentang jembatan. Bentuk grafik kinerja gaya dalam untuk persamaan pangkat 2 menunjukkan *floorbeam* pada posisi ujung perletakan mengalami kinerja yang sangat besar terutama pada perletakan sendi. Hal ini terjadi karena *floorbeam* menerima gaya lateral yang sangat besar akibat beban gempa, sehingga kedua ujung menahan pergerakan lateral jembatan. Kecilnya kinerja *stress check ratio floorbeam* pada ujung perletakan karena profil yang digunakan sama dengan *tie* sehingga kemampuan nominal profil lebih besar dalam menahan gaya yang bekerja. Hasil analisa pada *floorbeam* menunjukkan persamaan pangkat 2 paling optimum dalam menerima gaya dalam.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Dari hasil penelitian jembatan busur mengenai pengaruh persamaan kelengkungan *arch* dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

- a. Hipotesa awal beranggapan bahwa semakin besar kelengkungan jembatan busur akan menghasilkan bentuk jembatan yang paling ideal ternyata **tidak tepat**. Telah dibuktikan dengan membandingkan beberapa model jembatan busur dengan variasi persamaan kelengkungan.
- b. Semakin besar persamaan pangkat kelengkungan jembatan, menghasilkan jembatan yang tidak ekonomis dari segi berat struktur dan tidak optimum dalam pendistribusian *stress check ratio* yang menunjukkan kinerja terhadap gaya yang diterima oleh masing – masing elemen struktur jembatan.
- c. Dari studi variasi persamaan kelengkungan yang telah dilakukan jembatan dengan kelengkungan persamaan pangkat 2 memiliki kriteria jembatan busur yang paling optimum. Dengan berbagai pertimbangan hasil analisis desain diantaranya :
  - Memiliki berat paling ringan **1,681.26 ton**. Pangkat 3, pangkat 4 dan pangkat 5, memiliki perbandingan berat **3.72 ; 4.58 ; 5.11** kali lebih besar dibandingkan jembatan dengan persamaan pangkat 2.
  - Jembatan dengan Persamaan pangkat 2 memiliki lendutan paling kecil, dimana Jika dibandingkan dengan pangkat 3, pangkat 4 dan pangkat 5, memiliki prosentasi perbandingan lendutan lebih kecil sebesar **6.95 % ; 9.06 % ; 10.19%**.
  - Memiliki kinerja distribusi gaya dalam yang optimum dilihat dari hasil *stress check ratio* yang merata tiap elemen struktur utama *tie*, *arch* dan *floor beam*.
  - Perilaku elemen struktur kabel untuk persamaan pangkat 2, memperlihatkan gaya dalam merata dan terbesar diterima pada kabel di tengah bentang. Keadaan tersebut menunjukkan gaya – gaya yang bekerja pada lantai diteruskan ke elemen struktur *arch*.



## 5.2 Saran

Selama melakukan penelitian, penulis terkadang menghadapi beberapa kendala. Jika ada yang akan melanjutkan penelitian tentang jembatan busur, penulis hanya bisa memberikan saran sebagai berikut :

- a. Sebelum melakukan modelisasi, pertama kali harus menentukan jenis material, dimensi tiap profil yang akan digunakan terutama dimensi kabel karena sangat mempengaruhi perilaku struktur yang terjadi salah satunya yakni lendutan.
- b. Dalam menganalisis struktur jembatan, sebaiknya peneliti tidak hanya mengandalkan hasil dari satu program saja.
- c. Beban gempa sangat mempengaruhi struktur bagian bawah. Sehingga bagian struktur jembatan yang penting yaitu struktur bawah atau perletakan. Ada baiknya peneliti selanjutnya menganalisis desain perletakan yang kokoh terhadap beban gempa agar bisa mereduksi gaya gempa lebih besar. Sehingga pengaruh gaya gempa terhadap struktur atas relatif kecil.
- d. Saran buat peneliti berikutnya dalam menganalisis jembatan busur bentang panjang, harus diperhatikan mengenai efek beban angin yang bekerja secara dinamis.

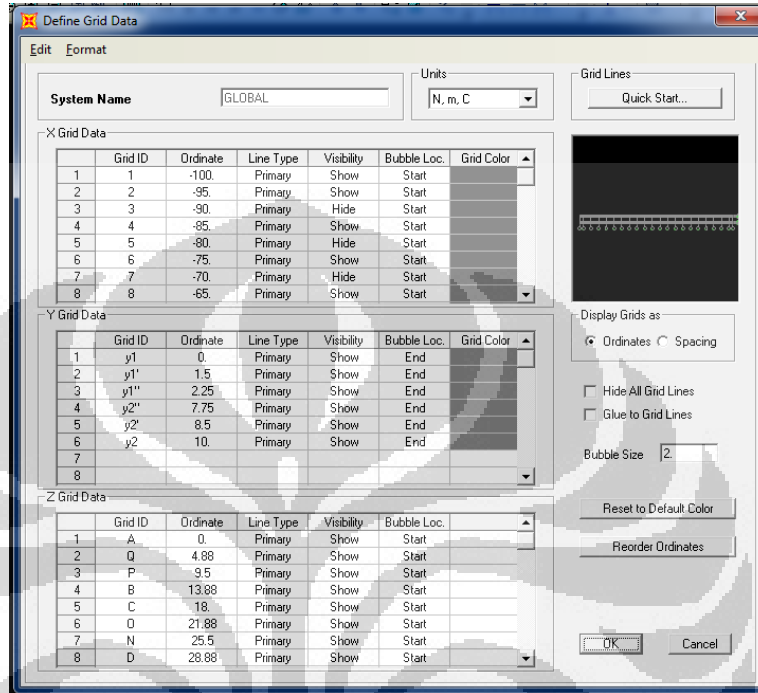
## DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum.(2005). *Rancangan Standar Nasional Indonesia tentang Pembebanan untuk Jembatan (RSNI T02-2005)*
- Departemen Pekerjaan Umum.(2008). Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan (SNI 2833:2008)
- Outtier, A. De Backer H. and Van Bogaert, Ph..2007..*Assessment of the out-of-plane imperfections of a steel tied arch bridge*. Belgium: Ghent University, Civil Engineering Department
- Team Teaching Structural Design Civil Engineering Department FTUI.2011. materi kuliah perancangan struktur baja.Depok : UI
- O'Connor,Collin.1971.*Design of Bridge Superstructures*.New York : Division of John Willey & Sons, Inc.
- Silaban-Wospakrik.1983.*Kalkulus dan Geometri Analitik Jilid 1 Edisi ke-6*.Jakarta : Penerbit Erlangga
- Chen,Wai-fah,Duan,Lian.2000.*Bridge Engineering Handbook*.NewYork: CRC press
- Brockenbrough, R. L. Merritt, F. S.1999. *Structural Steel Designer's Handbook (3rd Edition)*. New York: McGraw-Hill, Inc.,
- W.T Segui.2007.*Steel Design 4th edition*.Canada:Thomson
- Raymon, Hardi.2006.Studi Perilaku *Tied Arch bridge* terhadap variasi *Inclined hanger*.Depok : UI
- Halim Gunawan, Yulius.2004. Analisis *local* sambungan arch *Rib/tie girder*.Depok:UI

## LAMPIRAN

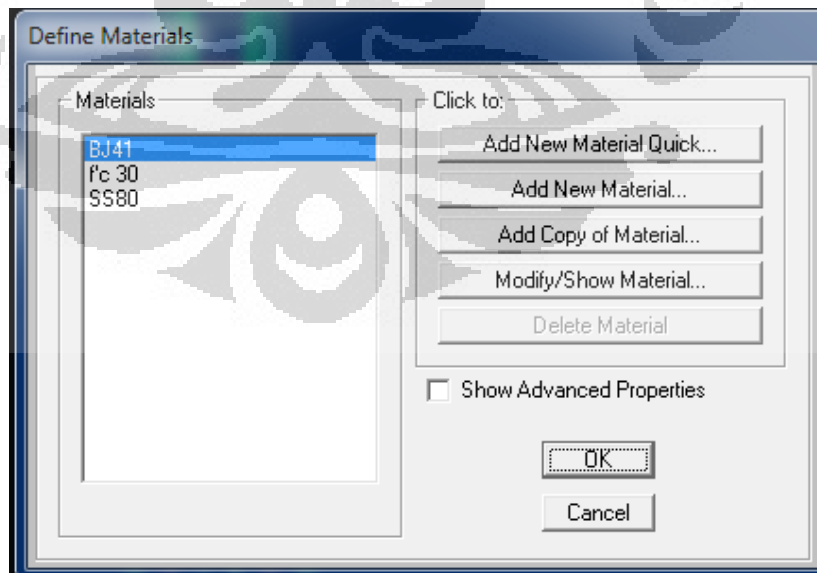
### LAMPIRAN 1 TUTORIAL DESAIN

#### 1. Menentukan grid



Gambar A. 1 Grid data

#### 2. Menentukan material



Gambar A. 2 Material

- Baja BJ41

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: BJ41

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 7.697E-05

Mass per Unit Volume: 7.849E-09

**Units**

N, mm, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 200000

Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.3

Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76923.08

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress,  $F_y$ : 250

Minimum Tensile Stress,  $F_u$ : 410

Effective Yield Stress,  $F_{ye}$ : 250

Effective Tensile Stress,  $F_{ue}$ : 410

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar A. 3 Mutu baja

- Beton Fc'30

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: fc'30

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 2.354E-05

Mass per Unit Volume: 2.401E-09

**Units**

N, mm, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 25742.96

Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.2

Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 9.900E-06

Shear Modulus, G: 9901.1385

**Other Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 30

Lightweight Concrete

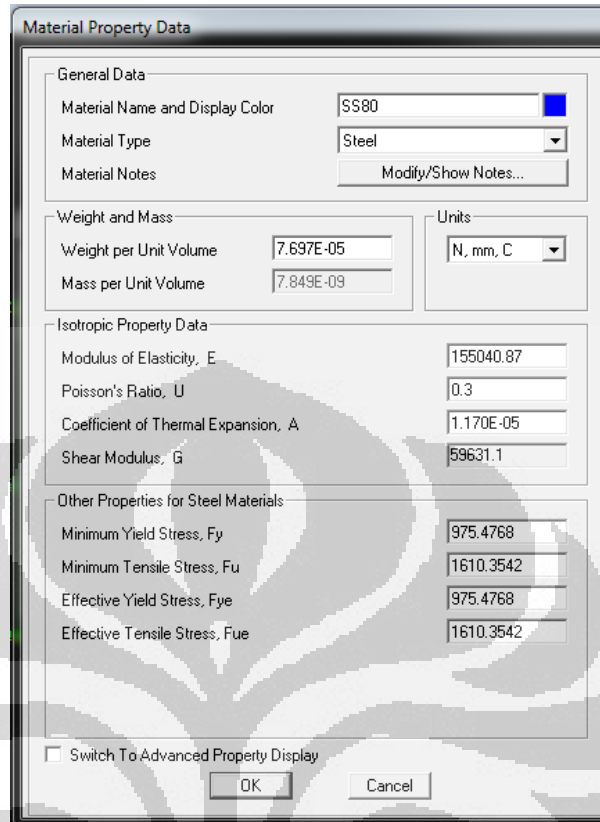
Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar A. 4 Mutu beton

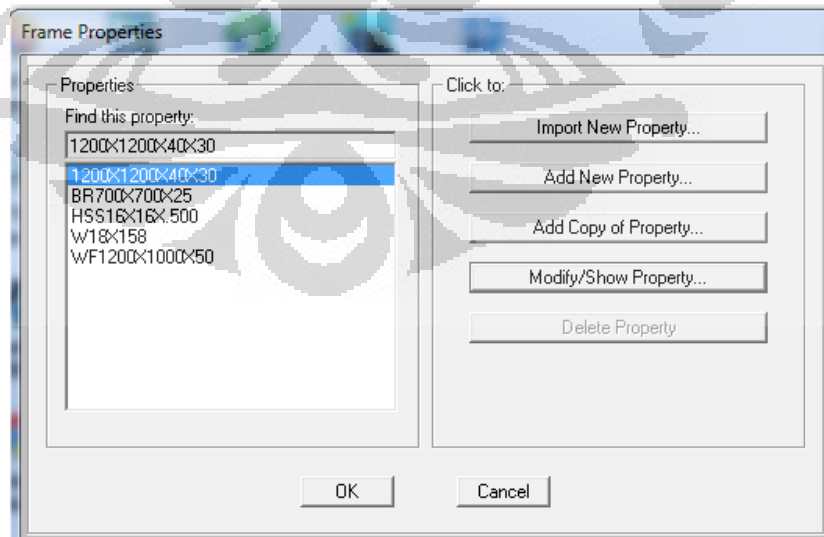
- Spiral *strand* diameter 80 mm



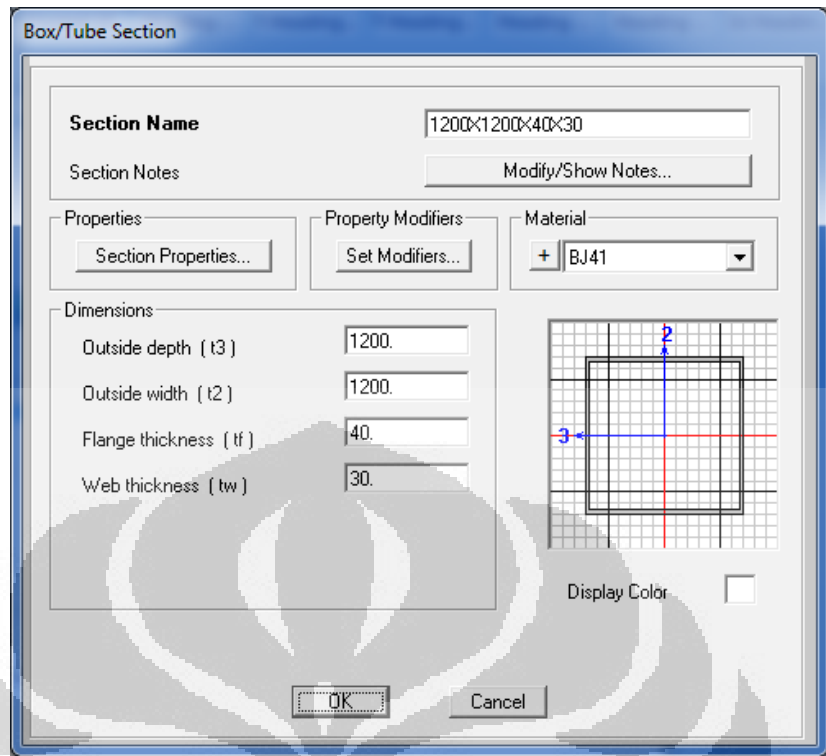
Gambar A. 5 Mutu kabel spiral *strand*

### 3. Menentukan penampang

- Elemen frame

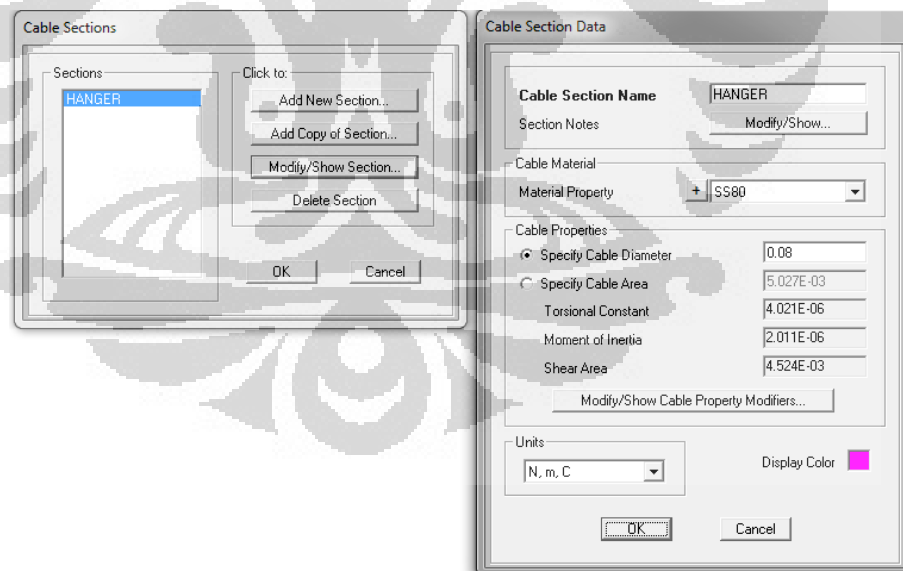


Gambar A. 6 Penampang



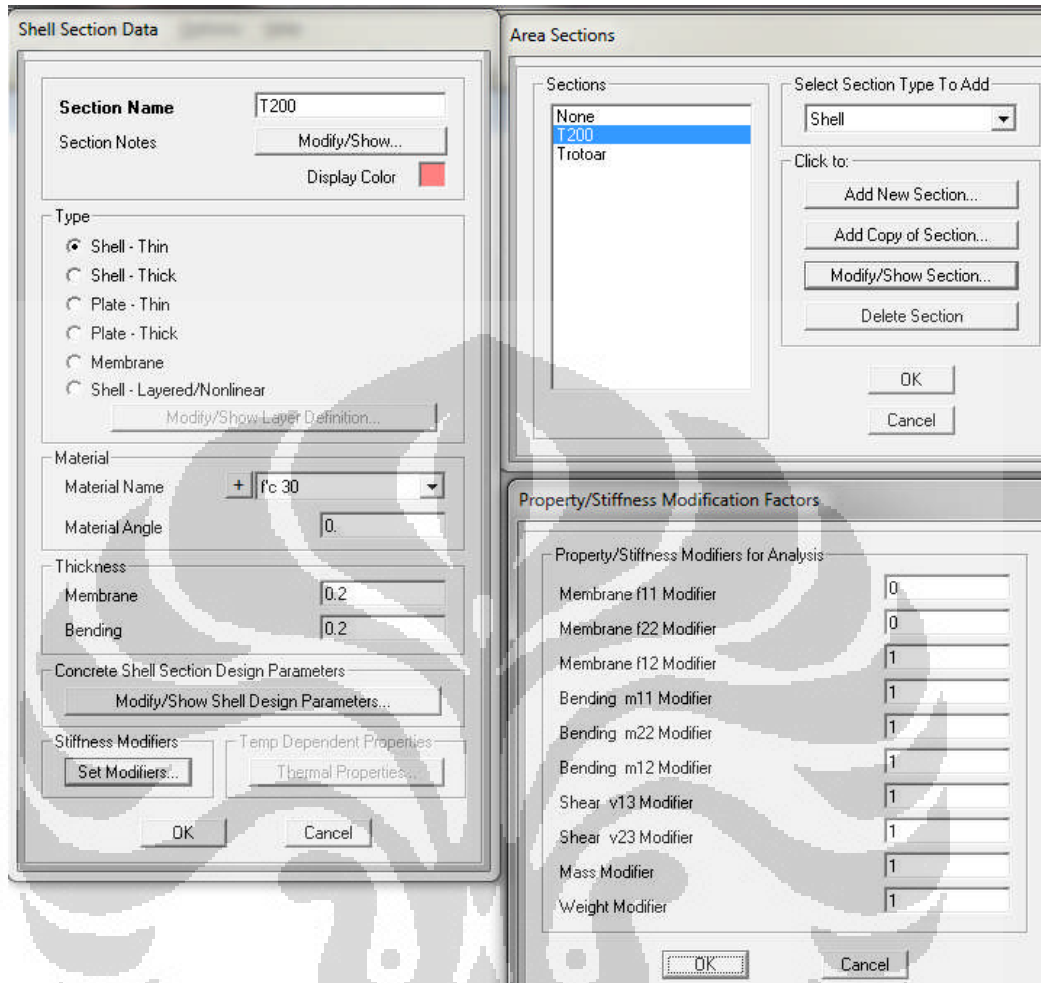
Gambar A. 7 Penampang box section

- Elemen cable



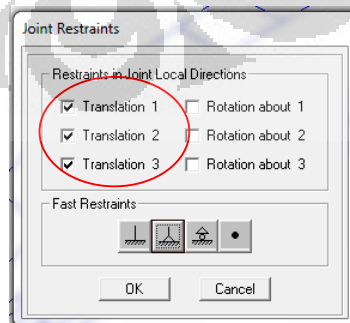
Gambar A. 8 Elemen kabel

- Elemen shell



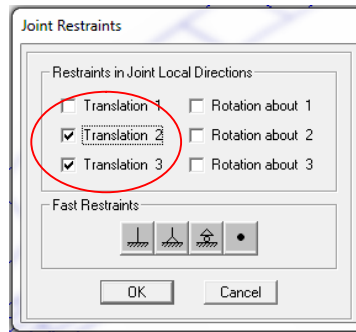
Gambar A. 9 Elemen shell

#### 4. Menentukan perletakan Sendi



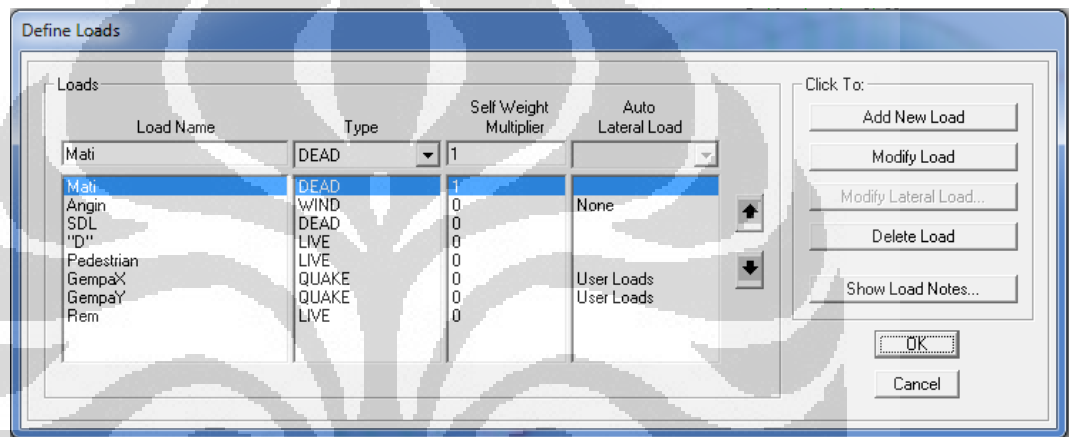
Gambar A. 10 Perletakan Sendi

Rol > Restraint arah translation 2

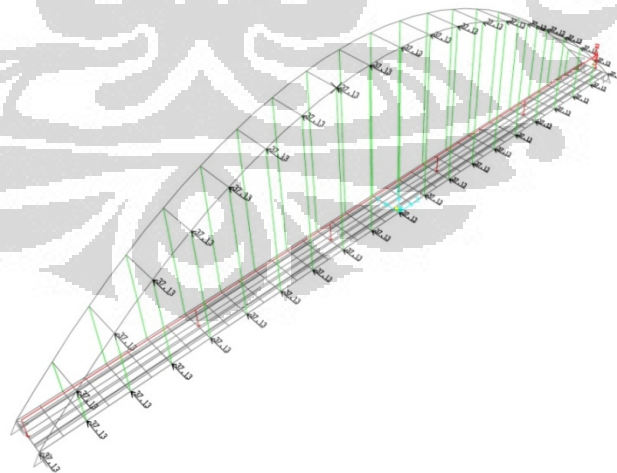


Gambar A. 11 Perletakan Rol di restraint arah y

5. Menentukan jenis pembebanan

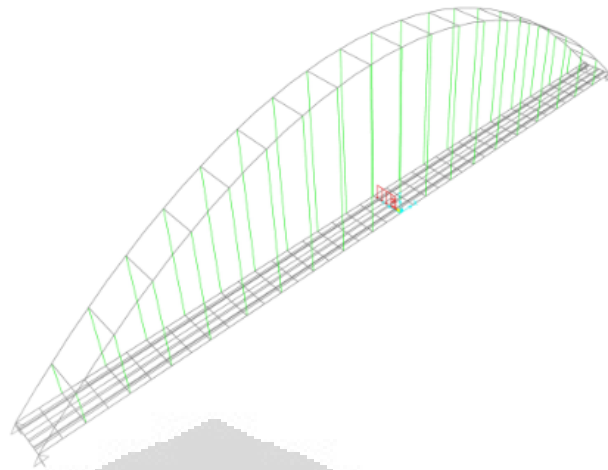


Gambar A. 12 Load case

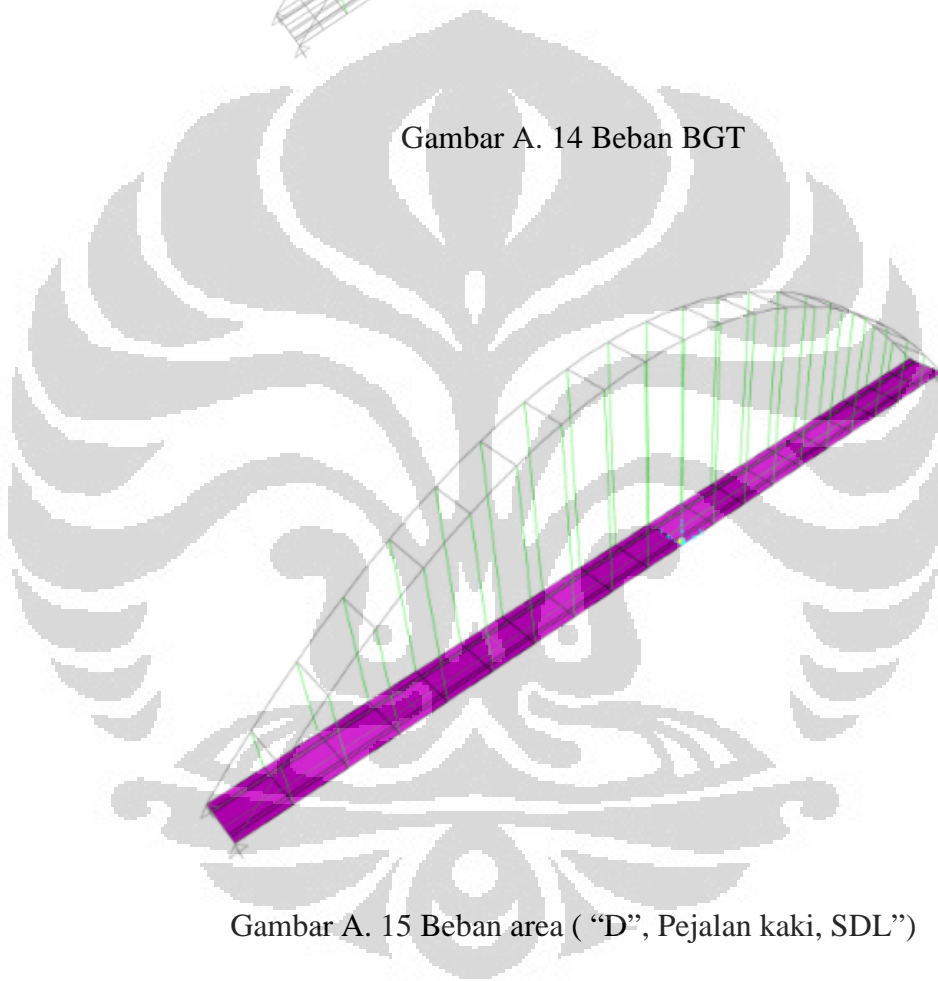


Gambar A. 13 Beban angin



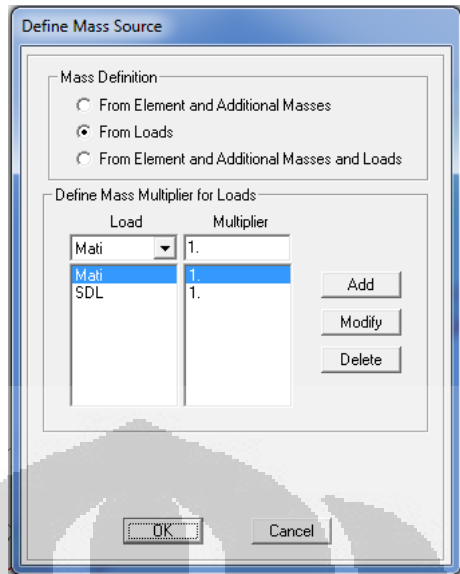


Gambar A. 14 Beban BGT

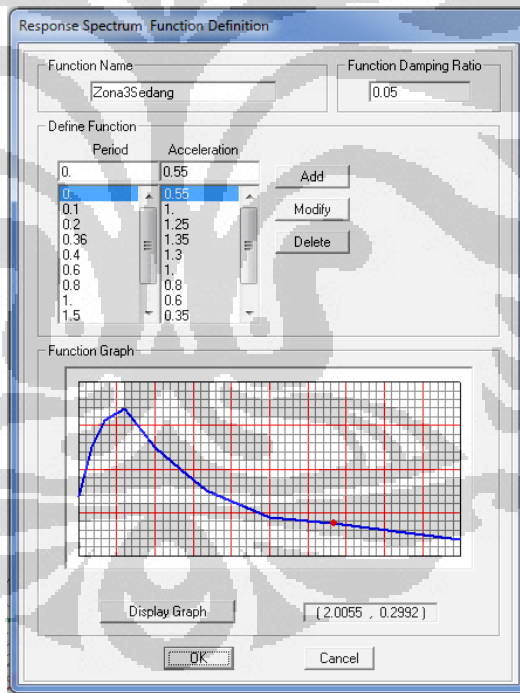


Gambar A. 15 Beban area (“D”, Pejalan kaki, SDL”)

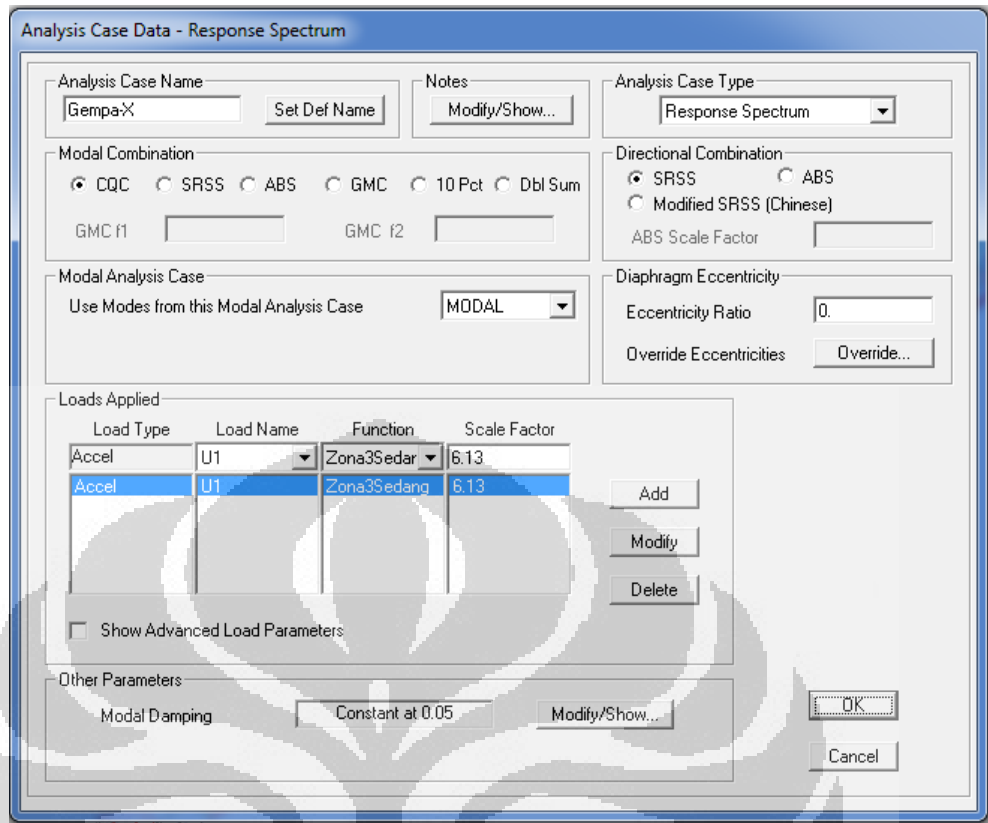




Gambar A. 18 Input beban gempa dari beban mati dan SDL



Gambar A. 19 Respon spektrum wilayah 3



Gambar A. 20 Faktor skala gempa

## LAMPIRAN 2 HASIL *OUT PUT* SAP2000 DAN PENGOLAHAN DATA

### 1. Pembebanan

Tabel A. 1 Pembebanan

NO	URAIAN	LOKASI	Type Beban	NOMINAL	SAT.
A	LALU LINTAS				
1	"D"	SLAB 1	Area Load	5.175	kN/m <sup>2</sup>
2	"D" 50%	SLAB 2	Area Load	2.588	kN/m <sup>2</sup>
3	BGT	Tengah Bentang	Frame load	63.700	kN/m'
4	REM	Setiap Floor beam	Frame load	2.580	kN/m'
5	Pejalan Kaki	Trotoar	Area Load	2.000	kN/m <sup>2</sup>
B	AKSI LINGKUNGAN				
1	ANGIN [JOINT JEMBATAN]				
	Pangkat 2	Joint	Joint load	37.125	kN
	Pangkat 3	Joint	Joint load	41.770	kN
	Pangkat 4	Joint	Joint load	44.550	kN
	Pangkat 5	Joint	Joint load	46.410	kN
2	Angin kendaraan	garis khayal	Frame Load	0.850	kN/m'
3	Gempa				
	Arah X	Mass load	Responsspectrum	Dibuat dalam respons spectrum function, Zona 3, tanah lunak	
	Arah Y	Mass load	Responsspectrum		
C	UTILITAS/SDL				
1	SDL ( hujan+aspalt)	Jalur Kendaraan	Area Load	2.079	kN/m <sup>2</sup>
2	Railing	Tie Beam	Frame Load	1.548	kN/m'

### 2. Proses Iterasi Penampang

Tabel A. 2 Pemilihan penampang

No	Informasi profil ( mm)				cek penampang		stress check	Lendutan	
	b	h	tf	tw	flange	cek			
Pangkat 2	1200	1200	35	30	flange web	kompak kompak	oke	227	TRUE
Pangkat 3	1800	1800	45	45	flange web	tidak ok kompak	oke	860	FALSE
	1800	3800	55	45	flange web	kompak kompak	oke	260	FALSE
	1800	3800	60	50	flange web	kompak kompak	oke	255	FALSE
	1850	3800	60	50	flange web	kompak kompak	oke	253	FALSE
	1900	3800	60	50	flange web	kompak kompak	oke	252	FALSE
	2000	3800	60	50	flange	kompak	oke	252	FALSE

No	Informasi profil ( mm)				cek penampang		stress check	Lendutan	
	b	h	tf	tw	web	cek			
					web	kompak			
	2000	3850	60	60	flange	kompak	no	251	FALSE
					web	kompak			
	2100	3850	60	60	flange	tidak ok	no	251.5	FALSE
					web	kompak			
	2150	3850	60	60	flange	tidak ok	no	250.5	FALSE
					web	kompak			
	2300	3800	70	60	flange	kompak	no	250	FALSE
Pangkat 4					web	kompak			
	2500	3800	75	60	flange	kompak	oke	229	TRUE
					web	kompak			
	3550	4750	60	50	flange	slim	oke	258	FALSE
					web	kompak			
	3000	4800	60	50	flange	slim	oke	252	FALSE
					web	kompak			
	3650	4900	60	60	flange	slim	oke	246	TRUE
Pangkat 5					web	kompak			
	3550	5000	60	50	flange	slim	oke	295	FALSE
					web	kompak			
	3550	5750	60	55	flange	slim	oke	251	FALSE
					web	kompak			
	3650	5800	60	60	flange	slim	oke	234	TRUE
				web	kompak				

### 3. Gaya dalam

- Aksial

Tabel A. 3 Pengolahan Gaya dalam aksial bagian depan satuan kN

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 1	10293	21266	19523	23334	-14698	-28165	-29737	-28948
ult 2	8994	18507	19979	20632	-14596	-27644	-28813	-28351
ult 3	8540	18056	19559	20231	-13860	-26999	-28253	-27856
ult 4	9308	20666	18359	22871	-12445	-26357	-28273	-27594
ult 5 x	12957	36778	21450	42592	-9433	-20914	-25461	-22891
ult 5 y	11285	53008	21148	61197	-10070	-21425	-25846	-23275
ult 6	7736	18878	17302	21243	-10158	-24337	-26406	-26000

Tabel A. 4 Pengolahan Gaya dalam aksial bagian belakang satuan kN

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 1	10953	20765	22162	22837	-17718	-29364	-30134	-29457
ult 2	8994	18507	19979	20632	-14596	-27644	-28813	-28351

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 3	8540	18056	19559	20231	-13860	-26999	-28253	-27856
ult 4	9937	19969	21406	22153	-16069	-27795	-28733	-28205
ult 5 x	12957	36778	21450	42592	-9433	-20914	-25461	-22891
ult 5 y	11285	53008	21148	61197	-10070	-21425	-25846	-23275
ult 6	8142	17850	19773	20290	-13179	-25535	-26803	-26509

- Momen Tumpuan

Tabel A. 5 Pengolahan Gaya dalam Momen area depan kN.m

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 1	-1844	-61556	-133761	-193465	1507	21186	44225	54900
ult 2	-1567	-58548	-127310	-184163	1708	20358	42417	52442
ult 3	-1474	-56670	-123878	-179620	1608	19606	41060	50809
ult 4	-1447	-55636	-122621	-178415	1161	19322	40800	50799
ult 5 x	-897	-37298	-107633	-129798	1725	23676	40085	62507
ult 5 y	-962	-43479	-109037	-146767	1774	20426	38493	52662
ult 6	-1113	-49724	-111681	-163820	896	17099	36617	45677

Tabel A. 6 Pengolahan Gaya dalam Momen area belakang kN.m

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 1	-1844	-61556	-133761	-193465	1507	21186	44225	54900
ult 2	-1567	-58548	-127310	-184163	1708	20358	42417	52442
ult 3	-1474	-56670	-123878	-179620	1608	19606	41060	50809
ult 4	-1447	-55636	-122621	-178415	1161	19322	40800	50799
ult 5 x	-897	-37298	-107633	-129798	1725	23676	40085	62507
ult 5 y	-962	-43479	-109037	-146767	1774	20426	38493	52662
ult 6	-1113	-49724	-111681	-163820	896	17099	36617	45677

- Momen Lapangan

Tabel A. 7 Pengolahan Gaya dalam Momen area depan kN.m

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 1	2760	50987	91251	124008	3784	67708	125390	164679

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 2	1617	47888	86729	118475	2563	65401	121574	160132
ult 3	1599	46629	84698	115851	2485	63348	118501	156507
ult 4	1490	46436	84567	115693	2420	62792	117960	155820
ult 5 x	575	47258	78685	117587	1365	64088	112443	158548
ult 5 y	343	43568	77333	110376	1083	61353	111241	154461
ult 6	-57	40822	76442	105359	-1243	57199	109403	145398

Tabel A. 8 Pengolahan Gaya dalam Momen area belakang kN.m

Kombinasi beban	Tie				Arch			
	Model Persamaan Pangkat							
	2	3	4	5	2	3	4	5
ult 1	2943	51308	91470	124272	3908	68635	126292	165824
ult 2	1617	47888	86729	118475	2563	65005	121137	159688
ult 3	1599	46629	84698	115851	2485	63348	118501	156507
ult 4	1762	46994	85061	116258	2568	63904	119043	157194
ult 5 x	575	47258	78685	117587	1365	63834	112110	158474
ult 5 y	343	43568	77333	110376	1096	61353	111241	154461
ult 6	126	41141	76479	105623	-958	57788	110052	146158



4. Tabel *Stress check ratio*

Tabel A. 9 *Stres check ratio Tie area depan y=0*

POSISI	PMM ratio			
	PANGKAT 2	PANGKAT 3	PANGKAT 4	PANGKAT 5
sendi	0.75	0.982	0.470	0.75
	0.52	0.524	0.407	0.64
	0.47	0.423	0.300	0.49
	0.46	0.346	0.215	0.33
KIRI	0.44	0.240	0.148	0.24
	0.43	0.189	0.138	0.26
	0.43	0.228	0.197	0.32
	0.43	0.276	0.253	0.36
	0.44	0.377	0.300	0.38
	0.45	0.410	0.327	0.41
TENGAH	0.43	0.421	0.333	0.41
	0.43	0.420	0.327	0.47
	0.42	0.415	0.299	0.47
	0.42	0.389	0.252	0.37
	0.42	0.344	0.193	0.33
	0.42	0.286	0.134	0.27
KANAN	0.42	0.298	0.149	0.24
	0.42	0.251	0.214	0.31
	0.40	0.269	0.294	0.38
	0.39	0.308	0.398	0.49
rol	0.58	0.365	0.460	0.57

Tabel A. 10 *Stress check ratio Tie area belakang y=10*

POSISI	PMM ratio			
	PANGKAT 2	PANGKAT 3	PANGKAT 4	PANGKAT 5
sendi	0.747	0.575	0.471	0.722
	0.519	0.524	0.410	0.644
	0.474	0.423	0.306	0.486
	0.457	0.346	0.216	0.326
KIRI	0.442	0.240	0.148	0.243
	0.430	0.189	0.138	0.261
	0.432	0.228	0.197	0.319
	0.431	0.276	0.260	0.358
	0.440	0.377	0.307	0.380
	0.450	0.410	0.335	0.405
TENGAH	0.507	0.421	0.340	0.411
	0.450	0.420	0.335	0.474
	0.424	0.415	0.307	0.470
	0.417	0.389	0.260	0.374
	0.419	0.344	0.198	0.326
	0.419	0.286	0.134	0.273
KANAN	0.420	0.298	0.149	0.238
	0.416	0.251	0.215	0.306
	0.402	0.269	0.300	0.383
	0.395	0.308	0.401	0.494
rol	0.578	0.364	0.461	0.574

Tabel A. 11 *Stress check ratio arch area depan y=0*

POSISI	PMM ratio			
	PANGKAT 2	PANGKAT 3	PANGKAT 4	PANGKAT 5
sendi	0.644	0.489	0.506	0.734
	0.545	0.287	0.286	0.416
	0.551	0.348	0.402	0.524
	0.534	0.352	0.402	0.525
KIRI	0.511	0.352	0.378	0.479
	0.503	0.299	0.276	0.354
	0.489	0.217	0.158	0.286
	0.463	0.249	0.292	0.404
	0.498	0.334	0.393	0.489
	0.544	0.386	0.447	0.530
TENGAH	0.568	0.495	0.458	0.537
	0.538	0.294	0.446	0.531
	0.494	0.348	0.389	0.491
	0.473	0.352	0.287	0.407
	0.503	0.351	0.158	0.285
	0.519	0.302	0.290	0.359
KANAN	0.525	0.221	0.392	0.485
	0.525	0.254	0.404	0.531
	0.522	0.336	0.404	0.530
	0.525	0.386	0.288	0.418
rol	0.655	0.397	0.520	0.744

Tabel A. 12 *Stress check ratio arch area belakang y=10*

POSISI	PMM ratio			
	PANGKAT 2	PANGKAT 3	PANGKAT 4	PANGKAT 5
sendi	0.756	0.489	0.525	0.734
	0.624	0.287	0.292	0.416
	0.624	0.348	0.407	0.524
	0.592	0.352	0.408	0.525
KIRI	0.569	0.352	0.384	0.479
	0.541	0.299	0.281	0.354
	0.506	0.217	0.159	0.286
	0.471	0.249	0.296	0.404
	0.498	0.334	0.396	0.489
	0.538	0.386	0.450	0.530
TENGAH	0.558	0.397	0.460	0.537
	0.526	0.386	0.450	0.531
	0.485	0.336	0.400	0.491
	0.456	0.254	0.299	0.407
	0.494	0.221	0.158	0.285
	0.526	0.302	0.285	0.359
KANAN	0.552	0.351	0.384	0.485
	0.572	0.352	0.406	0.531
	0.595	0.348	0.406	0.530
	0.596	0.294	0.289	0.418
rol	0.703	0.495	0.505	0.744

Tabel A. 13 Stress check ratio pada Floorbeam

POSISI	PMM ratio			
	PANGKAT 2	PANGKAT 3	PANGKAT 4	PANGKAT 5
sendi	0.592	0.214	0.113	0.287
	0.977	0.233	0.139	0.274
	0.931	0.195	0.147	0.241
	0.872	0.177	0.151	0.214
KIRI	0.810	0.158	0.151	0.193
	0.750	0.143	0.148	0.182
	0.689	0.133	0.141	0.174
	0.620	0.124	0.129	0.164
	0.527	0.113	0.111	0.149
	0.377	0.104	0.108	0.129
TENGAH	0.197	0.135	0.124	0.115
	0.241	0.104	0.095	0.086
	0.355	0.101	0.090	0.083
	0.416	0.098	0.088	0.090
	0.453	0.095	0.089	0.102
	0.488	0.093	0.098	0.114
KANAN	0.530	0.104	0.104	0.129
	0.584	0.126	0.107	0.154
	0.651	0.150	0.108	0.181
	0.728	0.183	0.108	0.206
Rol	0.458	0.161	0.090	0.224

## 5. Gaya Aksial kabel satuan ( kN)

Tabel A. 14 Gaya dalam Aksial Tarik pada Kabel Area depan

Lokasi	Kombinasi ultimit 1 (terbesar)			
	Pangkat 2	Pangkat 3	Pangkat 4	Pangkat 5
Sendi	728	948	913	812
-	941	1,466	1,388	1,219
-	943	1,683	1,593	1,406
-	952	1,709	1,626	1,453
-	952	1,623	1,550	1,405
-	951	1,477	1,409	1,295
-	958	1,305	1,241	1,159
-	981	1,144	1,086	1,033
-	1,049	1,029	978	946
Tengah	1,123	989	941	916
-	1,052	1,030	981	946
-	987	1,146	1,093	1,034
-	966	1,308	1,252	1,161
-	961	1,481	1,424	1,297
-	956	1,627	1,569	1,408
-	952	1,709	1,646	1,456
-	954	1,683	1,610	1,407
-	941	1,466	1,402	1,219
Rol	728	948	922	812

Tabel A. 15 Gaya dalam Aksial Tarik pada Kabel Area Belakang

Lokasi	Kombinasi ultimit 1 (terbesar)			
	Pangkat 2	Pangkat 3	Pangkat 4	Pangkat 5
Sendi	786	962	921	815
-	991	1,482	1,396	1,222
-	986	1,695	1,599	1,407
-	971	1,715	1,628	1,452
-	960	1,621	1,547	1,401
-	951	1,469	1,402	1,288
-	950	1,292	1,230	1,149
-	968	1,127	1,072	1,021
-	1,032	1,010	963	933
Tengah	1,103	968	926	902
-	1,032	1,010	966	933
-	968	1,127	1,078	1,021
-	950	1,292	1,238	1,149
-	950	1,469	1,411	1,288
-	952	1,621	1,557	1,401
-	955	1,710	1,636	1,452
-	968	1,689	1,602	1,406
-	970	1,477	1,395	1,219
Rol	765	958	918	813

6. Hasil out put gempa *Modal Participating Mass Ratios*

Tabel A. 16 *Modal Participating Mass Ratios* Pangkat 2

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	4.98	4	0	0	4	0	0	0	32	0	0	32	0
MODAL	Mode	2	3.45	0	78	0	4	78	0	15	0	0	15	32	0
MODAL	Mode	3	2.82	0	1	0	4	79	0	74	0	0	89	32	0
MODAL	Mode	4	2.21	0	0	0	4	79	0	0	0	0	89	32	0
MODAL	Mode	5	1.51	0	0	0	4	79	0	0	0	55	89	32	56
MODAL	Mode	6	1.43	0	0	0	4	79	0	0	0	0	89	32	56
MODAL	Mode	7	1.20	1	0	0	5	79	0	0	7	0	89	38	56
MODAL	Mode	8	0.92	0	8	0	5	87	0	0	0	0	89	38	56
MODAL	Mode	9	0.83	0	2	0	5	88	0	1	0	0	89	38	56
MODAL	Mode	10	0.78	0	0	3	5	88	3	0	0	0	90	38	56
MODAL	Mode	11	0.64	0	0	0	5	88	3	0	0	13	90	38	69
MODAL	Mode	12	0.58	7	0	76	12	88	79	5	0	0	95	39	69
MODAL	Mode	13	0.56	0	0	0	12	88	79	0	0	3	95	39	72
MODAL	Mode	14	0.53	0	0	1	12	88	80	0	3	0	95	42	72
MODAL	Mode	15	0.52	0	0	0	12	88	80	0	0	0	95	42	72
MODAL	Mode	16	0.48	0	2	0	12	90	80	0	0	0	95	42	72
MODAL	Mode	17	0.47	0	1	0	12	91	80	0	0	0	95	42	72
MODAL	Mode	18	0.40	0	1	0	12	92	80	0	0	0	95	42	72
MODAL	Mode	19	0.39	0	0	3	12	92	83	0	0	0	95	42	72
MODAL	Mode	20	0.39	0	0	0	12	92	83	2	0	0	98	42	72
MODAL	Mode	21	0.37	0	0	0	12	92	83	0	0	5	98	42	78
MODAL	Mode	22	0.36	0	0	0	12	92	83	0	0	0	98	42	78

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	23	0.31	3	0	0	16	92	83	0	0	0	98	42	78
MODAL	Mode	24	0.30	0	0	0	16	92	83	0	0	1	98	42	80
MODAL	Mode	25	0.30	0	1	0	16	94	83	0	0	0	98	42	80
MODAL	Mode	26	0.29	0	0	0	16	94	83	0	0	0	98	42	80
MODAL	Mode	27	0.28	64	0	5	80	94	88	0	9	0	98	51	80
MODAL	Mode	28	0.25	0	0	1	80	94	88	0	0	0	99	51	80
MODAL	Mode	29	0.25	0	0	0	80	94	88	0	0	3	99	51	83
MODAL	Mode	30	0.24	0	0	0	80	94	88	0	0	0	99	51	83
MODAL	Mode	31	0.24	0	0	0	80	94	88	0	0	0	99	51	83
MODAL	Mode	32	0.21	0	1	0	80	95	88	0	0	0	99	51	83
MODAL	Mode	33	0.21	0	0	0	80	95	88	0	0	0	99	51	83
MODAL	Mode	34	0.20	0	0	0	80	95	88	0	0	0	99	51	83
MODAL	Mode	35	0.20	0	0	0	81	95	88	0	13	0	99	64	83
MODAL	Mode	36	0.20	0	0	0	81	95	88	0	0	1	99	64	84
MODAL	Mode	37	0.18	1	0	1	82	95	89	0	0	0	99	64	84
MODAL	Mode	38	0.18	0	0	0	82	95	89	0	0	1	99	64	85
MODAL	Mode	39	0.18	0	0	0	82	95	90	0	0	0	99	64	85
MODAL	Mode	40	0.17	0	0	0	82	95	90	0	2	0	99	66	85
MODAL	Mode	41	0.17	0	0	0	82	95	90	0	0	0	99	66	86
MODAL	Mode	42	0.17	0	0	0	82	95	90	0	0	0	99	66	86
MODAL	Mode	43	0.17	1	0	1	83	95	91	0	0	0	99	66	86
MODAL	Mode	44	0.16	0	0	0	83	95	91	0	0	0	99	66	86
MODAL	Mode	45	0.16	0	0	0	83	95	91	0	0	0	99	66	86
MODAL	Mode	46	0.15	0	0	0	83	96	91	0	0	0	99	66	86
MODAL	Mode	47	0.15	0	0	0	83	96	91	0	3	0	99	69	86

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	48	0.15	0	0	0	83	96	91	0	0	0	99	69	86
MODAL	Mode	49	0.15	0	0	0	83	96	91	0	0	0	99	69	86
MODAL	Mode	50	0.15	0	0	0	83	96	91	0	0	0	99	69	86
MODAL	Mode	51	0.14	2	0	2	85	96	93	0	0	0	99	69	86
MODAL	Mode	52	0.14	0	0	0	85	96	93	0	0	0	99	69	86
MODAL	Mode	53	0.14	0	0	0	85	96	93	0	0	2	99	69	88
MODAL	Mode	54	0.13	0	0	0	85	96	93	0	0	0	99	69	88
MODAL	Mode	55	0.13	0	0	0	85	96	93	0	0	0	99	69	88
MODAL	Mode	56	0.13	0	0	0	85	96	93	0	0	0	99	69	88
MODAL	Mode	57	0.13	1	0	1	86	96	94	0	0	0	99	69	88
MODAL	Mode	58	0.13	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	69	88
MODAL	Mode	59	0.13	0	0	0	86	96	94	0	3	0	99	72	88
MODAL	Mode	60	0.13	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	61	0.12	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	62	0.12	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	63	0.12	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	64	0.12	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	65	0.12	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	66	0.11	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	67	0.11	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	72	88
MODAL	Mode	68	0.11	0	0	0	86	96	94	0	0	1	99	72	89
MODAL	Mode	69	0.11	0	0	0	86	96	94	0	0	0	99	73	89
MODAL	Mode	70	0.11	0	0	0	87	96	94	0	4	0	99	77	89
MODAL	Mode	71	0.11	0	0	0	87	96	94	0	0	0	99	77	89
MODAL	Mode	72	0.10	2	0	0	88	96	94	0	0	0	99	77	89

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	73	0.10	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	74	0.10	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	75	0.10	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	76	0.10	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	77	0.10	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	78	0.10	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	79	0.09	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	80	0.09	0	0	0	88	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	81	0.09	0	0	0	89	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	82	0.09	0	0	0	89	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	83	0.09	0	0	0	89	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	84	0.09	0	0	0	89	96	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	85	0.09	0	0	0	89	97	94	0	0	0	99	78	89
MODAL	Mode	86	0.09	4	0	0	93	97	94	0	8	0	99	86	90

Tabel A. 17 *Modal Participating Mass Ratios* Pangkat 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.90	0	34	0	0	34	0	90	0	0	90	0	0
MODAL	Mode	2	1.36	17	0	0	17	34	0	0	9	0	90	9	0
MODAL	Mode	3	1.19	0	0	0	17	34	0	0	0	26	90	9	26
MODAL	Mode	4	0.89	0	43	0	17	77	0	0	0	0	90	9	26
MODAL	Mode	5	0.82	0	0	38	17	77	38	1	0	0	92	9	26
MODAL	Mode	6	0.59	0	3	0	17	80	38	3	0	0	95	9	26



OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	7	0.39	5	0	21	21	80	60	1	2	0	95	11	26
MODAL	Mode	8	0.39	0	0	0	21	81	60	1	0	0	97	11	26
MODAL	Mode	9	0.37	13	0	2	34	81	62	0	10	0	97	21	27
MODAL	Mode	10	0.37	0	0	0	34	81	62	0	0	10	97	21	37
MODAL	Mode	11	0.35	0	0	0	34	81	62	0	0	4	97	21	40
MODAL	Mode	12	0.32	0	0	0	34	81	62	0	0	23	97	21	63
MODAL	Mode	13	0.28	1	0	1	35	81	62	0	7	0	97	28	63
MODAL	Mode	14	0.28	2	0	5	37	81	67	0	2	0	97	30	63
MODAL	Mode	15	0.26	0	0	0	37	81	67	0	0	0	97	30	63
MODAL	Mode	16	0.24	0	2	0	37	83	67	0	0	0	97	30	63
MODAL	Mode	17	0.23	34	0	0	71	83	68	0	7	0	97	36	64
MODAL	Mode	18	0.22	0	0	0	71	83	68	0	0	0	97	36	64
MODAL	Mode	19	0.21	0	0	0	71	83	68	0	0	0	97	36	64
MODAL	Mode	20	0.20	0	0	2	71	83	69	0	1	0	97	37	64
MODAL	Mode	21	0.19	2	0	2	74	83	72	0	2	0	97	40	64
MODAL	Mode	22	0.18	0	3	0	74	86	72	0	0	1	97	40	65
MODAL	Mode	23	0.18	0	3	0	74	89	72	0	0	3	97	40	68
MODAL	Mode	24	0.17	0	1	0	74	90	72	0	0	0	98	40	68
MODAL	Mode	25	0.16	0	0	0	74	90	72	0	0	0	98	40	68
MODAL	Mode	26	0.14	2	0	2	76	90	74	0	0	0	98	40	68
MODAL	Mode	27	0.14	1	0	1	76	90	75	0	2	0	98	41	68
MODAL	Mode	28	0.14	0	0	0	76	90	75	0	0	0	98	41	68
MODAL	Mode	29	0.13	0	1	0	76	91	75	0	0	0	98	41	68
MODAL	Mode	30	0.13	0	0	0	76	91	75	1	0	0	99	41	68
MODAL	Mode	31	0.13	10	0	12	86	91	87	0	1	0	99	43	68

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	32	0.12	0	0	0	86	91	87	0	0	0	99	43	68
MODAL	Mode	33	0.12	0	0	0	86	91	87	0	0	9	99	43	77
MODAL	Mode	34	0.11	0	0	0	86	91	87	0	3	0	99	46	77
MODAL	Mode	35	0.11	0	0	0	86	91	87	0	0	0	99	46	77
MODAL	Mode	36	0.10	0	0	0	86	91	87	0	0	2	99	46	79
MODAL	Mode	37	0.10	0	0	2	86	91	88	0	0	0	99	46	79
MODAL	Mode	38	0.09	0	0	0	86	91	88	0	0	0	99	46	79
MODAL	Mode	39	0.09	0	2	0	86	92	88	0	0	0	99	46	79
MODAL	Mode	40	0.09	0	1	0	86	93	88	0	0	0	99	46	79
MODAL	Mode	41	0.09	0	0	0	86	93	89	0	0	0	99	46	79
MODAL	Mode	42	0.08	0	0	0	86	93	89	0	20	0	99	66	79
MODAL	Mode	43	0.08	0	0	0	86	93	89	0	0	0	99	66	79
MODAL	Mode	44	0.08	0	0	0	86	94	89	0	0	0	99	66	79
MODAL	Mode	45	0.08	0	0	0	86	94	89	0	10	0	99	76	79
MODAL	Mode	46	0.07	0	0	0	86	94	89	0	0	0	99	76	79
MODAL	Mode	47	0.07	0	0	0	86	94	89	0	0	0	99	76	79
MODAL	Mode	48	0.07	0	0	0	86	94	89	0	0	4	99	76	83
MODAL	Mode	49	0.07	0	0	0	86	94	89	0	0	0	99	76	83
MODAL	Mode	50	0.07	0	0	0	86	94	89	0	0	1	99	76	84
MODAL	Mode	51	0.07	5	0	0	91	94	89	0	4	0	99	80	84
MODAL	Mode	52	0.06	1	0	1	92	94	89	0	1	0	99	81	84
MODAL	Mode	53	0.06	0	0	0	92	94	89	0	0	0	99	81	85
MODAL	Mode	54	0.06	0	0	0	92	94	89	0	0	0	99	81	85
MODAL	Mode	55	0.06	0	1	0	92	94	89	0	0	0	99	81	85
MODAL	Mode	56	0.06	0	0	0	93	94	89	0	0	0	99	81	85

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	57	0.06	0	1	0	93	95	89	0	0	0	99	81	85
MODAL	Mode	58	0.05	0	0	0	93	95	89	0	1	0	99	83	85
MODAL	Mode	59	0.05	0	0	0	93	95	89	0	0	1	99	83	85
MODAL	Mode	60	0.05	0	0	0	93	95	89	0	0	0	99	83	85
MODAL	Mode	61	0.05	0	0	0	93	95	89	0	0	0	99	83	86
MODAL	Mode	62	0.05	0	0	0	93	95	89	0	0	1	99	83	87
MODAL	Mode	63	0.05	0	0	0	93	95	89	0	0	0	99	83	87
MODAL	Mode	64	0.05	0	0	0	93	95	89	0	0	0	99	83	87
MODAL	Mode	65	0.05	0	0	4	93	95	93	0	0	0	100	83	87

Tabel A. 18 Modal Participating Mass Ratios Pangkat 4

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.47	0	57	0	0	57	0	81	0	0	81	0	0
MODAL	Mode	2	1.89	0	18	0	0	75	0	9	0	0	90	0	0
MODAL	Mode	3	1.13	22	0	0	22	75	0	0	4	0	90	4	0
MODAL	Mode	4	0.93	0	0	0	22	75	0	0	0	36	90	4	37
MODAL	Mode	5	0.82	0	0	51	22	75	51	2	0	0	92	4	37
MODAL	Mode	6	0.71	0	0	0	22	76	51	0	0	18	92	4	55
MODAL	Mode	7	0.50	0	0	0	22	76	51	0	0	0	92	4	55
MODAL	Mode	8	0.49	0	5	0	22	81	51	4	0	0	96	4	55
MODAL	Mode	9	0.40	0	1	0	22	82	51	0	0	0	96	4	55
MODAL	Mode	10	0.37	0	5	0	22	87	51	0	0	0	96	4	55
MODAL	Mode	11	0.37	14	0	0	36	87	51	0	22	0	96	26	55

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	12	0.35	0	0	0	36	87	51	1	0	0	97	26	55
MODAL	Mode	13	0.35	0	0	4	36	87	55	0	0	0	97	26	55
MODAL	Mode	14	0.27	0	0	0	36	87	55	0	0	10	97	26	65
MODAL	Mode	15	0.27	5	0	12	41	87	67	0	0	0	97	26	65
MODAL	Mode	16	0.26	0	0	0	41	87	67	0	0	0	97	26	65
MODAL	Mode	17	0.25	8	0	1	49	87	68	0	0	0	97	26	65
MODAL	Mode	18	0.23	0	0	0	49	87	68	0	0	5	97	26	71
MODAL	Mode	19	0.21	0	0	0	49	87	68	0	0	1	97	26	72
MODAL	Mode	20	0.21	29	0	0	78	87	68	0	4	0	97	30	72
MODAL	Mode	21	0.19	0	0	0	78	87	68	0	0	0	97	30	72
MODAL	Mode	22	0.18	0	3	0	78	90	68	0	0	0	98	30	72
MODAL	Mode	23	0.18	0	0	0	78	90	68	0	0	0	98	30	72
MODAL	Mode	24	0.17	0	0	0	78	90	68	0	9	0	98	39	72
MODAL	Mode	25	0.16	0	1	0	78	91	68	0	0	0	98	39	72
MODAL	Mode	26	0.16	3	0	1	81	91	69	0	0	0	98	39	72
MODAL	Mode	27	0.15	0	0	0	81	91	69	0	0	0	98	39	72
MODAL	Mode	28	0.15	0	1	0	81	91	69	0	0	0	98	39	72
MODAL	Mode	29	0.13	0	0	0	81	92	69	0	0	3	98	39	75
MODAL	Mode	30	0.13	0	0	0	81	92	69	0	0	1	98	39	77
MODAL	Mode	31	0.12	3	0	8	84	92	77	0	0	0	98	39	77
MODAL	Mode	32	0.12	0	0	0	84	92	77	0	0	0	98	39	77
MODAL	Mode	33	0.11	3	0	8	86	92	85	0	0	0	99	39	77
MODAL	Mode	34	0.11	0	0	0	86	92	85	0	0	1	99	39	78
MODAL	Mode	35	0.11	0	0	0	87	92	86	0	1	0	99	40	78
MODAL	Mode	36	0.11	0	0	0	87	92	86	0	0	3	99	40	81

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	37	0.10	0	0	0	87	92	86	0	0	0	99	40	81
MODAL	Mode	38	0.10	0	1	0	87	93	86	0	0	0	99	40	81
MODAL	Mode	39	0.09	0	0	0	87	93	86	0	0	0	99	40	81
MODAL	Mode	40	0.09	0	0	0	87	93	86	0	0	0	99	40	81
MODAL	Mode	41	0.09	0	0	0	87	93	86	0	6	0	99	46	81
MODAL	Mode	42	0.08	0	1	0	87	94	86	0	0	0	99	46	81
MODAL	Mode	43	0.08	1	0	0	87	94	86	0	0	0	99	46	81
MODAL	Mode	44	0.08	0	0	0	87	94	86	0	0	0	99	46	82
MODAL	Mode	45	0.08	0	0	0	87	94	86	0	0	2	99	46	84
MODAL	Mode	46	0.08	0	0	0	88	94	86	0	20	0	99	66	84
MODAL	Mode	47	0.08	0	0	0	88	94	86	0	0	0	99	66	84
MODAL	Mode	48	0.07	0	0	0	88	94	86	0	0	0	99	66	84
MODAL	Mode	49	0.07	0	0	1	88	94	87	0	1	0	99	67	84
MODAL	Mode	50	0.07	0	0	0	88	94	87	0	0	2	99	67	86
MODAL	Mode	51	0.07	2	0	0	90	94	87	0	11	0	99	78	86
MODAL	Mode	52	0.06	3	0	0	93	94	87	0	1	0	99	80	86
MODAL	Mode	53	0.06	0	1	0	93	95	87	0	0	0	99	80	86
MODAL	Mode	54	0.06	0	0	0	93	95	87	0	0	0	99	80	86
MODAL	Mode	55	0.06	0	0	0	93	95	87	0	0	0	99	80	86
MODAL	Mode	56	0.06	0	0	0	93	95	87	0	1	0	99	81	86
MODAL	Mode	57	0.06	0	0	0	93	95	87	0	0	0	99	81	86
MODAL	Mode	58	0.06	0	0	0	93	95	87	0	0	0	99	81	86
MODAL	Mode	59	0.05	0	1	0	93	96	87	0	0	0	99	81	86
MODAL	Mode	60	0.05	0	0	0	93	96	87	0	0	0	99	81	86
MODAL	Mode	61	0.05	0	0	0	93	96	87	0	0	1	99	81	88

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	62	0.05	0	0	0	93	96	87	0	0	0	99	81	88
MODAL	Mode	63	0.05	0	0	2	93	96	89	0	0	0	99	81	88
MODAL	Mode	64	0.05	0	0	1	93	96	90	0	0	0	99	81	88

Tabel A. 19 Modal Participating Mass Ratios Pangkat 5

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.31	0	39	0	0	39	0	89	0	0	89	0	0
MODAL	Mode	2	1.04	27	0	0	27	39	0	0	1	0	89	1	0
MODAL	Mode	3	0.94	0	2	0	27	41	0	0	0	31	89	1	31
MODAL	Mode	4	0.83	0	-36	0	27	77	0	0	0	0	90	1	32
MODAL	Mode	5	0.82	0	0	56	27	77	56	2	0	0	91	1	32
MODAL	Mode	6	0.49	0	4	0	27	81	56	5	0	0	96	1	32
MODAL	Mode	7	0.36	11	0	0	38	81	56	0	24	0	96	26	32
MODAL	Mode	8	0.36	0	0	0	38	81	56	0	0	0	96	26	32
MODAL	Mode	9	0.35	0	0	1	38	81	56	0	1	0	96	26	32
MODAL	Mode	10	0.35	0	0	0	38	82	56	0	0	0	97	26	32
MODAL	Mode	11	0.31	0	0	0	38	82	56	0	0	30	97	26	62
MODAL	Mode	12	0.28	0	0	0	38	82	56	0	0	4	97	26	66
MODAL	Mode	13	0.26	0	0	0	38	82	56	0	0	0	97	26	66
MODAL	Mode	14	0.25	11	0	9	49	82	65	0	1	0	97	27	66
MODAL	Mode	15	0.24	9	0	3	58	82	68	0	1	0	97	28	66
MODAL	Mode	16	0.20	0	0	0	58	82	68	0	0	0	97	28	66
MODAL	Mode	17	0.20	23	0	0	81	82	69	0	1	0	97	29	67

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	18	0.19	0	2	0	81	84	69	0	0	0	98	29	67
MODAL	Mode	19	0.19	0	1	0	81	85	69	0	0	0	98	29	67
MODAL	Mode	20	0.17	0	5	0	81	90	69	0	0	0	98	29	67
MODAL	Mode	21	0.15	0	0	0	81	90	69	0	11	0	98	40	67
MODAL	Mode	22	0.15	0	0	0	81	90	69	0	0	0	98	40	67
MODAL	Mode	23	0.14	4	0	0	84	90	69	0	0	0	98	40	67
MODAL	Mode	24	0.14	0	0	0	84	90	69	0	0	5	98	40	72
MODAL	Mode	25	0.13	0	0	0	84	90	69	0	0	0	98	40	72
MODAL	Mode	26	0.11	0	0	0	84	90	69	0	0	7	98	40	79
MODAL	Mode	27	0.11	0	0	0	84	90	69	0	0	0	98	40	79
MODAL	Mode	28	0.11	2	0	14	87	90	82	0	0	0	98	40	79
MODAL	Mode	29	0.11	0	0	0	87	91	82	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	30	0.10	0	0	2	87	91	84	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	31	0.10	0	1	0	87	92	84	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	32	0.10	0	0	0	87	92	84	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	33	0.10	0	0	0	87	92	84	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	34	0.09	0	0	0	87	92	84	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	35	0.08	0	2	0	87	94	84	0	0	0	99	40	79
MODAL	Mode	36	0.08	0	0	0	87	94	84	0	0	2	99	40	82
MODAL	Mode	37	0.08	0	0	0	87	94	84	0	10	0	99	50	82
MODAL	Mode	38	0.08	2	0	0	89	94	84	0	0	0	99	50	82
MODAL	Mode	39	0.07	0	0	0	89	94	84	0	0	0	99	50	82
MODAL	Mode	40	0.07	0	0	0	89	94	84	0	19	0	99	69	82
MODAL	Mode	41	0.07	0	0	0	89	94	84	0	0	0	99	69	82
MODAL	Mode	42	0.07	0	0	0	89	94	84	0	0	0	99	69	82

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	43	0.07	0	1	0	89	94	84	0	0	0	99	69	82
MODAL	Mode	44	0.07	0	0	0	89	94	84	0	0	3	99	69	85
MODAL	Mode	45	0.06	2	0	1	91	94	85	0	6	0	99	75	85
MODAL	Mode	46	0.06	1	0	0	91	94	86	0	3	0	99	78	85
MODAL	Mode	47	0.06	2	0	0	93	94	86	0	1	0	99	79	85
MODAL	Mode	48	0.06	0	0	0	93	94	86	0	0	0	99	79	85
MODAL	Mode	49	0.06	0	0	0	93	94	86	0	0	1	99	79	87
MODAL	Mode	50	0.05	0	0	0	93	95	86	0	0	0	99	79	87
MODAL	Mode	51	0.05	0	1	0	93	95	86	0	0	0	99	79	87
MODAL	Mode	52	0.05	0	0	0	94	95	86	0	2	0	99	81	87
MODAL	Mode	53	0.05	0	0	0	94	95	86	0	0	0	99	81	87
MODAL	Mode	54	0.05	0	0	1	94	95	87	0	0	0	99	81	87
MODAL	Mode	55	0.05	0	0	0	94	95	87	0	0	0	99	81	87
MODAL	Mode	56	0.05	0	0	0	94	95	87	0	0	0	99	81	87
MODAL	Mode	57	0.05	0	0	6	94	95	93	0	0	0	100	81	87