

## BAR III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1 Komponen Struktural Jembatan Rangka Baja Model *Curved-Chord Pratt Truss*

Bagian-bagian struktural dari jembatan rangka baja model *Curved – Chord Pratt Truss* adalah pelat lantai, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka dan ikatan angin.

Bagian-bagian struktural dari jembatan rangka baja adalah sebagai berikut :

1. Lapis permukaan

Lapis permukaan adalah komponen yang berhubungan langsung dengan pengguna lalu-lintas. Ketebalan lapisan ini bervariasi dari 5-10 cm.

2. Pelat Lantai

*Pelat lantai* adalah komponen struktural jembatan yang secara langsung mendukung beban lalu lintas satu arah (*one way*). Pelat ini didukung oleh balok-balok gelagar memanjang dan melintang.

3. Gelagar memanjang

Gelagar memanjang adalah balok lantai/girder yang dipasang sejajar jembatan untuk menerima beban lantai secara langsung yang kemudian

ditumpu oleh gelagar melintang. Prinsip gelagar memanjang diasumsikan sebagai gelagar sederhana (sendi-rol).

#### 4. Gelagar melintang

Gelagar melintang merupakan gelagar yang menerima beban dari gelagar memanjang untuk diteruskan ke gelagar induk.

#### 5. Rangka utama

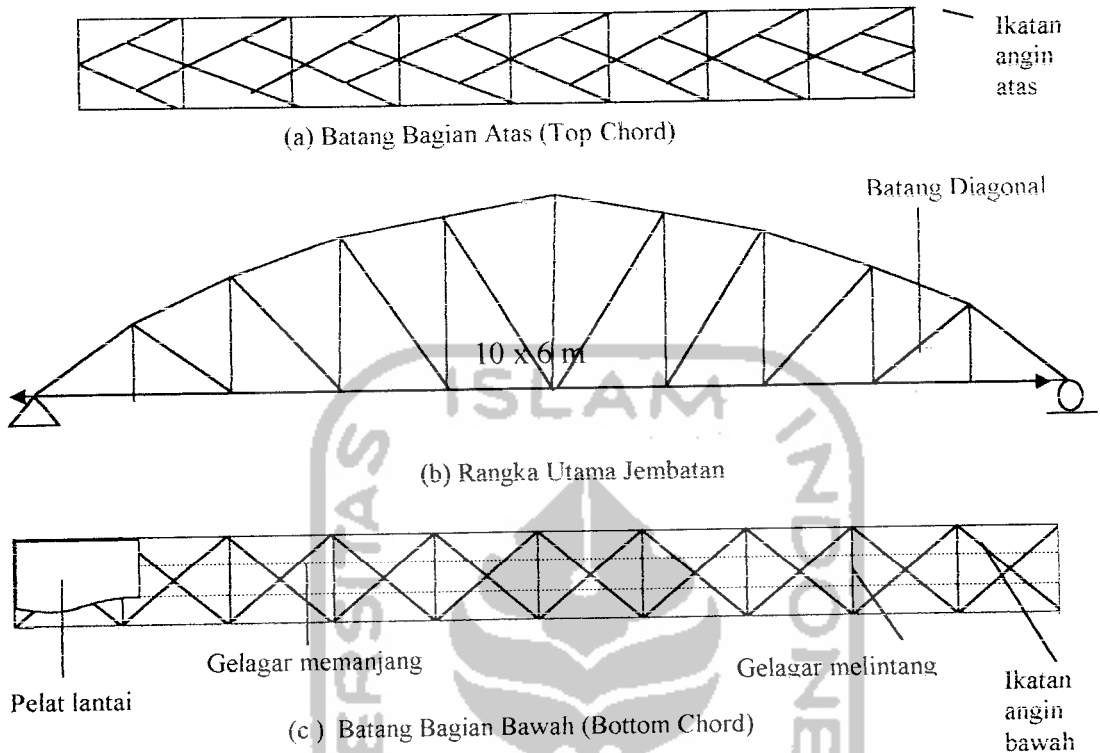
Rangka utama merupakan struktur utama yang mendukung seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja, baik beban eksternal maupun beban akibat beban sendiri yang diterima batang-batang pada rangka sehingga mengalami tarikan aksial (gaya tarik) dan tekanan aksial (gaya tekan) dapat dilihat pada Gambar 3.1(a). Terdapat dua buah rangka pada masing-masing bentang jembatan yang keduanya diikat secara lateral oleh gelagar melintang dan ikatan angin.

#### 6. Ikatan Angin

Ikatan angin atas merupakan gaya arah lateral pada rangka yang diakibatkan oleh gaya angin atas, dimana perencanaan rangkanya disesuaikan dengan joint pada bagian atas rangka utama jembatan.

Pada rangka diagonal Struktur ini berupa rangka batang, diletakkan pada batang atas dan batang bawah rangka utama, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1(b) dan (c).

Bentuk dan komponen-komponen tersebut dapat dilihat pada gambar 3.1



**Gambar 3.1** Bagian-bagian Structural Jembatan Rangka Baja Model

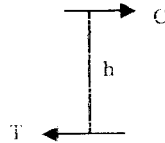
Curved-Chord Pratt Truss

Bentuk dasar dari rangka dinding jembatan tipe *Curved-Chord Pratt Truss* adalah hiperbola dengan batang tepi atas tidak sejajar, tetapi lengkung untuk mengikuti bidang momen agar gaya aksial yang bekerja pada batang tepi atas relative sama.

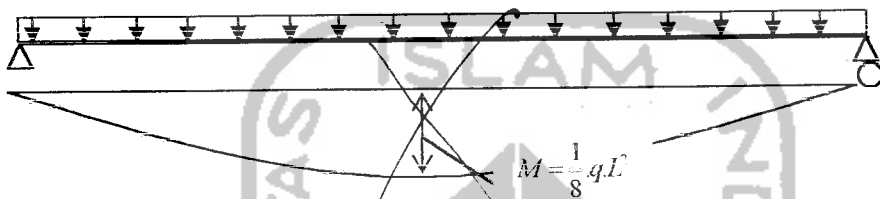
Batang-batang vertikal direncanakan semakin ke tengah bentang semakin panjang. Perencanaan tersebut didasarkan dengan analisa momen maksimum yang terjadi pada tengah bentang sehingga gaya pada batang vertikal relatif sama. Hal tersebut dituliskan dalam persamaan sebagai berikut :

$$M = C.h = h.T \dots\dots\dots(3.1)$$

dengan  $M$  adalah momen yang terjadi (KNm),  $C$  atau  $T$  adalah gaya batang yang terjadi (KN), dan  $h$  adalah tinggi batang vertikal (m).



Gambar 3.2 Momen Kopel Gaya-gaya batang



Gambar 3.3 Diagram Momen di tengah bentang

Pertambahan angin atas (*Top Chord*) tersusun dari bentuk dasar segitiga yang memiliki kestabilan dalam menahan gaya – gaya lateral (beban angin).

### 3.1. Pembebanan Menurut AASHTO-LRFD *Bridge-Specification*

#### 3.2.1 Beban Gravity

Beban gravity adalah beban-beban yang disebabkan oleh berat obyek pada jembatan. Beban-beban seperti beban tetap dan beban berjalan, dan keduanya bekerja kearah bawah terhadap pusat bumi (Puckett-Barker, 1997).

##### 1. Beban tetap (*Permanent Load*)

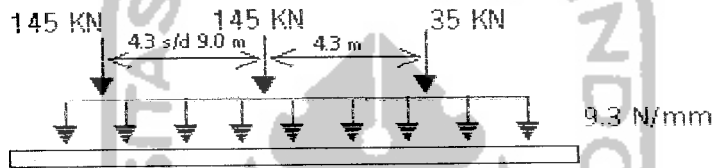
Beban-beban yang termasuk beban tetap menurut beban AASHTO 1994 yang digunakan dalam perencanaan ini adalah beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan nonstruktur (DC).

2. Beban sementara (*Transient Load*) menurut AASHTO 1994

Beban sementara digunakan untuk perencanaan gelagar, terdiri dari beban truk rencana, beban tandem rencana, beban jalur rencana.

a. Truk rencana

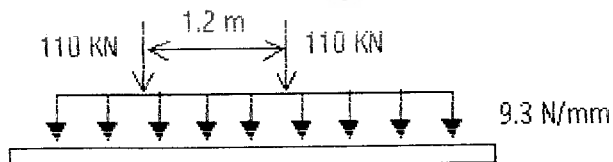
Konfigurasi pertama adalah beban Truk rencana diilustrasikan pada Gambar 3.3 terdiri dari beban merata sebesar  $9,3 \text{ N/mm}$  dan beban terpusat sebesar  $145 \text{ KN}$  dan  $35 \text{ KN}$  dengan jarak  $4,3 \text{ m} - 9 \text{ m}$ .



**Gambar 3.3** Beban rencana AASTHO untuk Truk

b. Tandem rencana

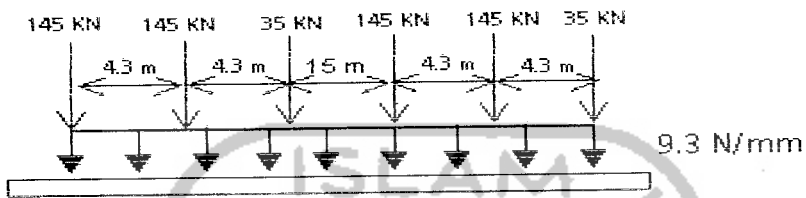
Konfigurasi kedua adalah beban tandem rencana dan diilustrasikan pada gambar 3.4 terdiri dari 2 sumbu dengan berat  $110 \text{ KN}$  masing-masing jaraknya  $1200 \text{ mm}$  dan beban merata sebesar  $9,3 \text{ N/mm}$



**Gambar 3.4** Beban rencana AASTHO untuk tandem

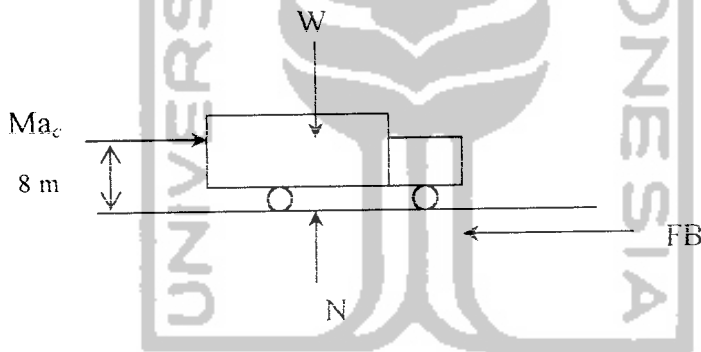
c. Beban jalur rencana

Merupakan konfigurasi beban yang terdiri dari beban distribusi merata sebesar 9,3 N/mm dan diasumsikan menempati bagian 3000 mm secara melintang (Gambar 3.5)



Gambar 3.5 Beban rencana AASTHO untuk beban jalur

d. Gaya Rem (*Braking force*)



Gambar 3.6 Gaya-gaya yang bekerja pada saat pengereman

Dari gambar 3.6 gaya rem (FB) adalah :

$$FB = b.W \dots\dots\dots(3.1)$$

$$b = \frac{1}{2} \left( \frac{V^2}{g.s} \right)$$

v adalah kecepatan rencanan kendaraan (m/s), g adalah percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>), W adalah berat kendaraan (kN), s adalah jarak pengereman (m). Ma<sub>c</sub> adalah energi kinetik karena pengaruh massa dan

kecepatan truk. Untuk kecepatan rencana 90 km/jam = 25 m/s dan jarak pengereman 122 m didapat  $b$  adalah 25 %.

e. Beban Dinamik (*Dynamic Load*)

Beban hidup dapat bersifat statik serta memiliki efek dinamik dan diperhitungkan pada perencanaan jembatan jalan raya yaitu :

$$UL + 1 = UL (1 + IM) \dots \dots \dots (3.2)$$

dengan IM adalah efek beban hidup tambah beban dengan syarat dari beban dinamik, UL adalah efek beban hidup, IM adalah fraksi dari Tabel 3.1

**Tabel 3.1** Faktor Efek Dinamik

Komponen	IM (%)
Join dek-semua kondisi batas	75
Semua komponen lain	
Kondisi batas fatigue dan fracture	15
Semua kondisi batas yang lain	33

### 3.2.2 Beban Lateral

Beban lateral yang bekerja pada rangka jembatan sungai Cimeneng yang diperhitungkan adalah gaya angin. Gaya angin menurut AASHTO-LRFD 1994 dapat dilihat pada Tabel 3.2. Gaya angin juga ada pada kendaraan sebesar 1.46 N/mm dengan lokasi pada 1.8 m dari permukaan jalan.

**Tabel 3.2** Beban Angin yang Bekerja Pada Rangka Baja

Komponen struktur	Beban Angin Tekan	Beban Angin Hisap
	(Mpa)	(Mpa)
Rangka, kolom, lengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan rata yang luas/besar	0,0019	N/A

Kombinasi beban yang digunakan menurut AASHTO-LRFD dalam perencanaan ini adalah :

1. Batas Kekuatan V (*Strength Limit V*) :  $1,0 DC + 1,35 BR + 1,35 IM + 1,35 LL \pm 0,4 WL$
2. Batas layan II (*Service Limit II*) : Defleksi beban kendaraan ditengah bentang  $\leq L/800$  dimana L adalah panjang bentang.

Dengan DC (*Dead loads component structure*), BR (*Braking force*), IM (*Dinamic Load*), LL (*Vehicular live load*), WL (*Wind load on Structure*).

### 3.3 Analisis Jembatan Rangka Berdasarkan AASHTO-LRFD 1994

#### 3.3.1 Asumsi

Dalam analisis jembatan rangka baja, gaya aksial pada batang diasumsikan sebagai berikut (Ram Chandra, 1990) :

1. Semua batang dari jembatan rangka adalah lurus dan bebas berotasi pada joint
2. Semua joint dari jembatan rangka terdapat pada pertemuan pusat gaya berat batang
3. Semua beban termasuk berat sendiri dari batang di tempatkan pada joint

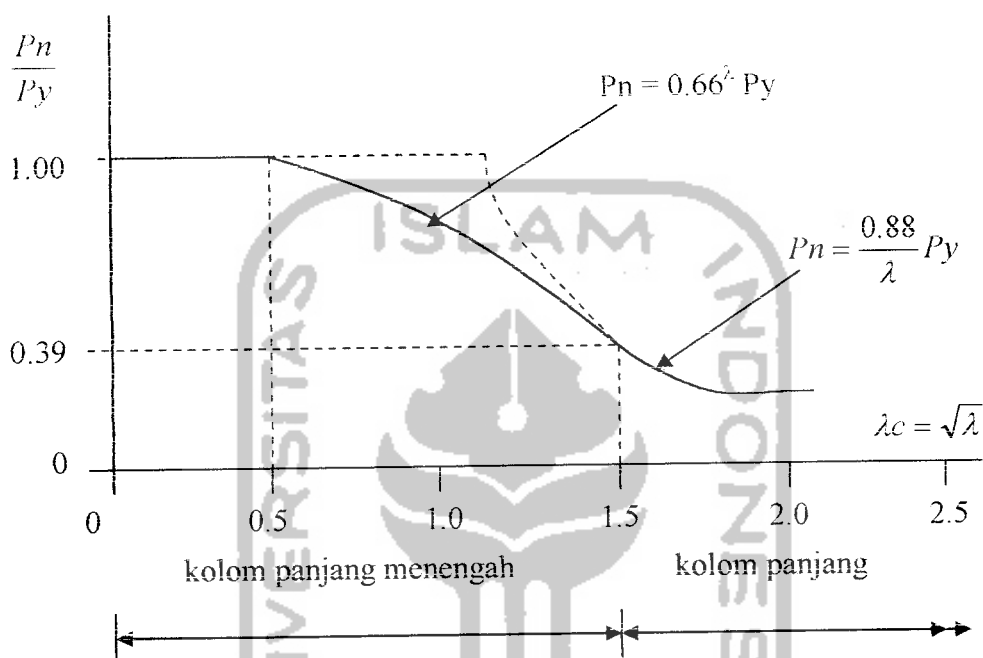
#### 3.3.2 Kapasitas Nominal Batang Tekan

Dalam perencanaan batang tekan terhadap dua kriteria yaitu :

1. Kriteria Tekuk Menyeluruh (*Overall buckling*)



Tekuk menyeluruh terjadi pada penampang kompak. Untuk rumus-rumus kolom pada kriteria tekuk keseluruhan secara ringkas ditunjukkan pada Gambar 3.7



Gambar 3.7 Kurva untuk desain kolom

Fungsi kerampingan  $\lambda_c$  diambil sebagai parameter kerampingan (sebagai ganti  $KL/r$ ) menurut spesifikasi LRFD. Parameter kerampingan  $\lambda_c$  didefinisikan sebagai :

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left( \frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$\lambda_c = 1.5 ; \lambda = \lambda_c^2 = 1.5^2 = 2.25$$

LRFD bertujuan memberikan keamanan yang konstan bagi semua kolom. Bila kekuatan tersebut bervariasi menurut kerampingan, tentulah variasi ini harus dicakup dalam kekuatan nominal  $P_n$ .

Kekuatan nominal  $P_n$  dari kolom kriteria tekuk keseluruhan :

- a. Untuk kolom panjang menengah ( $\lambda < 2.25$ ), kekuatan nominal ( $P_n$ ) yaitu :

$$P_n = 0.66^2 F_y A_s \dots\dots\dots (3.4)$$

- b. Untuk panjang kolom ( $\lambda \geq 2.25$ ), kekuatan nominal yaitu :

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda} \dots\dots\dots (3.5)$$

Kekuatan tekan ( $P_r$ ) dari kolom ditentukan dengan mengalikan kekuatan nominal ( $P_n$ ) dengan faktor ketahanan untuk kompresi ( $\Phi_c$ ).

$$P_r = \Phi_c P_n \dots\dots\dots (3.6)$$

## 2. Kriteria tekuk lokal (*Local buckling*)

Untuk rasio lebar terhadap tebal digunakan persamaan umum :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \dots\dots\dots (3.7)$$

supaya tidak terjadi tekuk lokal maka  $F_{cr} = F_y$

$$F_y = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{h}{t}\right)^2} \dots\dots\dots (3.8)$$

dari persamaan 3.8, diperoleh :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) F_y} \dots\dots\dots (3.9)$$

dengan memasukkan nilai  $\mu = 0.3$  maka persamaan 3.9 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - 0,3^2) F_y} \dots\dots\dots (3.10)$$

persamaan 3.10 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{3,14^2 \cdot E \cdot k}{10,92 \cdot F_y} \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan menghilangkan nilai kuadrat maka persamaan 3.11 menjadi :

$$\left(\frac{h}{t}\right) = \sqrt{\frac{1 \cdot E \cdot k}{F_y}} \dots\dots\dots(3.12)$$

karena nilai k adalah konstanta maka nilai k dapat dikeluarkan menjadi

$$\left(\frac{h}{t}\right) = k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.13)$$

dengan nilai E = 29000 Ksi atau E = 2.10<sup>5</sup> MPa

sehingga rasio lebar terhadap tebal pada sayap :

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.14)$$

k koefisien tekuk plat sayap, b adalah lebar plat (mm), t adalah tebal plat (mm).

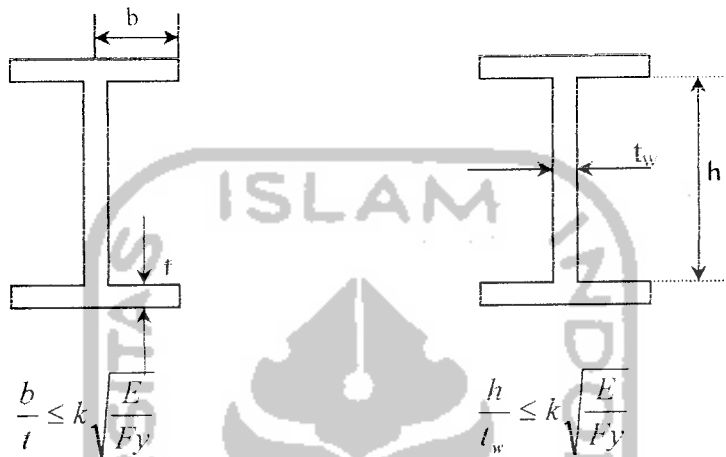
pada badan :

$$\frac{h}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(3.15)$$

k adalah koefisien tekuk plat badan, h adalah tinggi dari badan (mm),

t<sub>w</sub> adalah tebal badan (mm).

Untuk kolom dengan rasio lebar/tebal terlalu besar masuk dalam kriteria tekuk lokal. Batas rasio kelangsingan maksimal elemen tekan agar penampang mengalami tekuk lokal di jelaskan pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Rasio batas lebar-tebal profil I

3. Batas rasio kelangsingan

Jika kolom menjadi terlalu ramping, maka hanya akan mempunyai kekuatan yang kecil.

- a. Batang yang dianjurkan untuk batang utama adalah  $(Kl/r) \leq 120$
- b. Batang yang dianjurkan untuk pengaku adalah  $(Kl/r) \leq 140$

**3.3.3 Menentukan Kapasitas Batang Tarik**

Kuat batang tarik ditentukan berdasarkan dua ragam kegagalan yaitu kegagalan karena pelelehan dan kegagalan fracture (Puckett-Burker,1997), yaitu :

1. Berdasarkan pelelehan

$$\phi_y \cdot P_{ny} = \phi_y \cdot F_y \cdot A_g \dots\dots\dots(3.16)$$

dimana  $\Phi_y=0.95$ , adalah faktor resistan,  $P_{ny}$  adalah kekuatan tarik nominal untuk leleh (N),  $F_y$  adalah kekuatan leleh (Mpa),  $A_g$  adalah luas penampang melintang brutto ( $\text{mm}^2$ ).

2. Berdasarkan kondisi fracture

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e \dots\dots\dots(3.17)$$

$\Phi_u = 0.80$ , adalah faktor resistan karena fracture pada batang tarik,  $P_{nu}$  adalah kekuatan tarik nominal untuk retakan (N),  $F_u$  adalah kekuatan tarik (MPa), dan  $A_e$  adalah luas efektif ( $\text{mm}^2$ ), luas efektif untuk jenis sambungan sebagai berikut :

a. Luas efektif pada sambungan baut

Luas efektif pada sambungan baut dapat dijelaskan dengan persamaan :

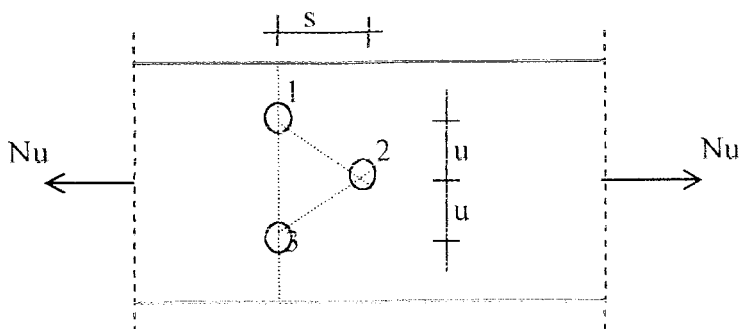
$$A_e = U A_n \dots\dots\dots(3.18)$$

$A_e$  adalah luas efektif untuk sambungan baut,  $U$  adalah koefisien reduksi akibat eksentrisitas antara pusat elemen dengan pusat elemen penghubung, koefisien reduksi untuk memperhitungkan eksentrisitas lubang dan nilai  $U$  tergantung pada bentuk profil dan jenis sambungan yang digunakan. Nilai koefisien reduksi untuk sambungan baut :

$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right) \dots\dots\dots(3.19)$$

$x$  adalah jarak eksentrisitas,  $L$  adalah jarak antara lubang awal dengan lubang akhir pada satu baris, dijelaskan dalam Gambar 3.9.

Luas penampang bersih ( $A_{nt}$ ) akibat lubang baut, secara lengkap juga dijelaskan pada Gambar 3.9 berikut :



**Gambar 3.9** Pola lubang penampang pada elemen tarik

b. Luas penampang bersih pada :

1) Potongan lurus

$$\text{Potongan 1-3} : A_n = A_g - ndt \dots\dots\dots(3.20)$$

2) Potongan diagonal/zig-zag

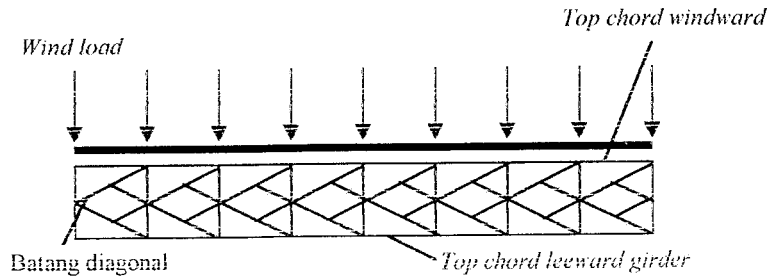
$$\text{Potongan 1-2-3} : A_n = A_g - ndt + \sum \left( \frac{s^2 t}{4u} \right) \dots\dots\dots(3.21)$$

Dengan  $A_g$  adalah penampang bruto ( $\text{mm}^2$ ),  $t$  adalah tebal penampang,  $d$  adalah diameter lubang (mm),  $n$  adalah banyaknya lubang,  $s$  adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur (mm),  $u$  adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur (mm). Nilai penampang bersih diambil yang terkecil dan dalam satu potongan jumlah luas lubang tidak boleh melebihi 15 % luas penampang utuh.

### 3.3.4 Analisis Sistem Batang Pengekang (*Lateral Bracing*)

1. Batang Pengekang Lateral Atas (*Top lateral bracing*)

Dalam analisis diasumsikan bahwa batang diagonal tertentu yang akan mengalami gaya tarik sesuai dengan arah angin (Gambar 3.10).

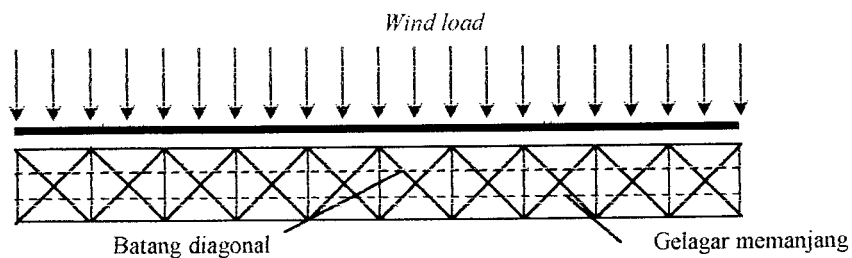


**Gambar 3.10** Distribusi angin pada *Top lateral bracing*

*Top lateral bracing* berlaku sebagai *Simply supported horizontal girder* sehingga batang atas yang terkena angin arah depan (*Top chord windward girder*) akan mengalami tekan dan batang atas yang terkena angin hisap (*Top chord leeward girder*) akan mengalami tarik.

2. Batang Pengekang Lateral Bawah (*Bottom lateral bracing*)

Beban maksimum lateral (beban angin pada *unloaded span* dan *loaded span*) digunakan dalam perhitungan untuk mencari gaya batang pengekang lateral bawah. Dalam analisis batang diagonal tertentu mengalami tarik tergantung dari arah angin dan batang diagonal yang lain tidak akan mengalami gaya apapun (*Dummy*). Batang diagonal didesain dengan beban lateral maksimum dari *loaded span* dan *unloaded span* (Gambar 3.11).



**Gambar 3.11** Distribusi angin pada *Bottom lateral bracing*

**3.3.5 Kekuatan Baut**

Jembatan rangka baja ini menggunakan sambungan baut. Persyaratan keamanan yang diberikan LRFD untuk sambungan baut adalah :

$$\Phi.Rn \geq \sum yi.Qi \dots\dots\dots(3.22)$$

$$\Phi.Rn \geq Pu \dots\dots\dots(3.23)$$

$\Phi$  adalah faktor resistan,  $Rn$  adalah resistan nominal,  $yi$  adalah faktor kelebihan beban,  $Qi$  adalah beban-beban,  $Pu$  adalah beban terfaktor.

1. Kekuatan geser desain (Tanpa ulir pada bidang geser)

Pada struktur rangka jembatan model *Curved-Chord Pratt Truss* digunakan baut A490 dengan ulir terpisah dari bidang geser, lihat Tabel 3.5

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f m f_u^b A_b \dots\dots\dots(3.25)$$

Dimana  $\phi_f = 0,80$ , adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur,  $f_u^b$  adalah tegangan tarik putus baut,  $A_b$  adalah luas brutto penampang baut pada tak berulir,  $m$  = banyaknya tampang yang dipasang baut. Untuk kuat geser nominal baut yang punya beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

**Tabel 3.3** Kekuatan desain dari baut mutu tinggi A490

Penyambung	$F_u^b$ (Ksi)	Kekuatan tarik (ksi)	Kekuatan geser (ksi) $\Phi=0.65$
Baut A490, bila ulir terpisah dari bidang geser	150	$\Phi(0.75 F_u^b)$ $0.75(112.5)=84.4$	$\Phi(0.60 F_u^b)$ $0.65(90.0)=58.5$



## 2. Kekuatan tumpu desain

Kekuatan desain  $\Phi R_n$  bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar daripada 1.5 kali diameter lubang, jarak antara lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2 A \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.25)$$

kuat tumpu yang didapat dari perhitungan di atas berlaku untuk semua jenis lubang baut. Sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah kerja gaya berlaku persamaan berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2.00 \phi_f d_b t_p f_u \dots \dots \dots (3.26)$$

Dengan keterangan  $\phi_f = 0,80$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur,  $d_b$  adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir,  $t_p$  adalah tebal plat dan  $f_u$  adalah tegangan tarik putus yang terendah dari pelat.

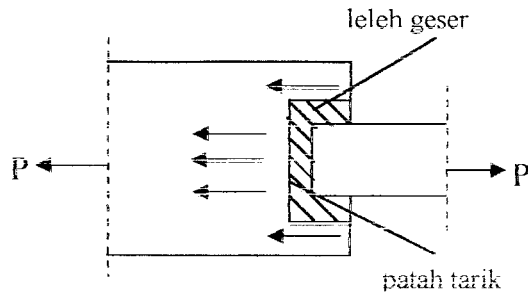
### 3.3.6 Perhitungan Blok Geser (*Block Shear*)

Menurut perencanaan LRFD, ada dua kondisi perencanaan kekuatan pada blok geser, yang ditentukan sebagai berikut :

1. Jika  $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_y A_{gv}$  terjadi pelelehan geser dan patah tarik, digunakan persamaan dibawah ini :

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \dots \dots \dots (3.27)$$

Kondisi ini ditunjukkan pada gambar 3.12 berikut :

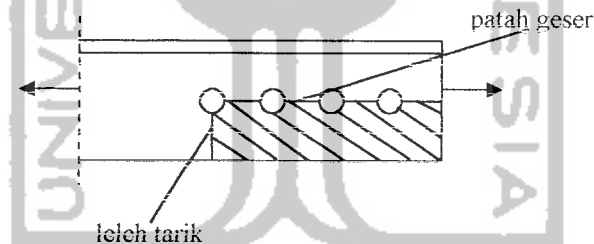


**Gambar 3.12** Blok geser pelepasan geser dan patah tarik

2.  $0.6 F_u A_{ne} > F_u A_{nt}$  terjadi pelepasan tarik dan patah tarik, digunakan persamaan dibawah ini :

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_u A_{ny} + F_y A_{gt}) \dots \dots \dots (3.28)$$

kondisi ini ditunjukkan pada Gambar 3.13 berikut :



**Gambar 3.13** Blok shear pelepasan tarik dan geser

dimana  $\Phi = 0.8$ ,  $A_{gy}$  adalah luas brutto geser,  $A_{gt}$  adalah luas brutto untuk tarik,  $A_{ny}$  adalah luas netto untuk geser,  $A_{nt}$  adalah luas netto untuk tarik. Selain itu perlu diperiksa kuat blok plat ujung terhadap geser pada baut dengan persamaan sebagai berikut :

$$\phi T_n = \phi(0.6 f_u) A_{ns} \dots \dots \dots (3.29)$$

### 3.3.7 Perhitungan Keadaan Batas Menurut LRFD-AASHTO 1994

Jembatan struktur baja harus didesain sehingga kinerja saat pembebanan tidak diatas keadaan batas yang telah ditentukan oleh LRFD-AASHTO 1994

$$\Phi \cdot R_n \geq \eta \sum \gamma_i \cdot Q_i \dots \dots \dots (3.30)$$

dimana  $\Phi$  adalah faktor resistan,  $R_n$  adalah nominal resistan,  $\eta$  adalah pengali beban yang berhubungan dengan daktilitas, redundan, dan kepentingan operasional,  $\gamma_i$  adalah faktor beban,  $Q_i$  adalah efek beban.

#### 1. Kondisi batas kekuatan (*Strength limit*).

Kondisi batas kekuatan diatur oleh kekuatan statis dari material atau stabilitas yang diberikan oleh penampang lintang.

##### a. Klasifikasi penampang lintang

Bentuk tampang lintang diklasifikasikan sebagai tampang kompak, non kompak, atau langsing tergantung dari rasio lebar-tebal pada elemen tekan atau pengaku.

Tampang kompak adalah tampang yang dapat mencapai momen puntir ( $M_p$ ) sebelum tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) atau tekuk lokal (*local buckling*) yang terjadi pada sayap dan badan.

Tampang nonkompak adalah tampang yang dapat menghasilkan momen lebih besar dari  $M_y$ , tapi lebih kecil dari momen plastis ( $M_p$ ), sebelum tekuk lokal (*local buckling*) terjadi pada elemen kompresi atau tekan terjadi.

Tampang langsing adalah tampang yang bagian elemen tekan terlalu langsing sehingga akan terjadi tekuk lokal sebelum  $M_y$  tercapai.

## b. Keadaan Batas

Keadaan batas pada kekuatan (*Strength Limit State*):

1) Untuk tampang kompak

$$M_r = \Phi_f \cdot M_n \dots \dots \dots (3.31)$$

dimana  $\Phi_f$  adalah faktor resistensi

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (3.32)$$

2) Untuk tampang nonkompak

$$F_r = \Phi_f \cdot F_n \dots \dots \dots (3.33)$$

dimana  $F_n$  = ketahanan nominal dari tampang nonkompak.

Dengan  $\phi_f = 1.00$ , adalah factor resistensi dan  $F_n$  adalah ketahanan nominal dari tampang non kompak. Untuk ketahanan nominal lendutan berdasarkan profil yang akan digunakan. Dan faktor resisten dari kondisi kekuatan batas diberikan pada tabel pada *AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications*.

Pada Sruktur jembatan rangka baja sungai Cimeneng digunakan batas kekuatan (*Strength limit V*). Resistan faktor dari kondisi kekuatan batas diberikan dari Tabel 3.4

**Tabel 3.4** Faktor resistan untuk kondisi kekuatan batas

Keterangan model	Faktor resistan
Lendutan	$\Phi_f = 1.00$
Kompresi aksial pada baja	$\Phi_c = 0.90$
Tarik, leleh di tampang lintang	$\Phi_y = 0.95$

2. Keadaan batas layan (*Sevice Limit*)

Pada rangka jembatan sungai Cimeneng digunakan batas layan I (*Sevice limit II*) untuk beban kendaraan atau beban hidup. Kedaan batas layan (*Service limit*) adalah terhadap defleksi dengan syarat nilai ditengah bentang  $\leq L/800$  dimana L adalah panjang bentang jembatan.

3. Keadaan batas gagal dan patah (*fatigue and limit state*)

Perencanaan untuk kondisi batas gagal melibatkan batasan jangkauan tegangan beban hidup yang mengakibatkan gagal, truk adalah nilai yang sesuai untuk penentuan tegangan berulang beban hidup pada jembatan.

Kriteria perencanaan kondisi batas gagal, pada masing-masing sambungan harus nyaman sesuai persamaan berikut :

$$\phi \cdot (\Delta F)_n \geq \eta \gamma (F) \dots \dots \dots (3.34)$$

Dimana  $(\Delta F)_n$  adalah tahanan gagal nominal (Mpa), dan  $(F)$  adalah jangkauan tegangan beban hidup tepat pada kegagalan akibat beban truk (Mpa), untuk batas gagal  $\phi=1$ , dan  $\eta=1$  dan nilai  $\gamma$  adalah faktor beban pada table factor beban untuk beban permanen ( $\gamma_p$ ) pada AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications.

### 3.4 Perencanaan Struktur Bawah

Konstruksi bagian bawah merupakan pendukung konstruksi bagian atas jembatan.

Konstruksi bagian bawah terdiri dari :

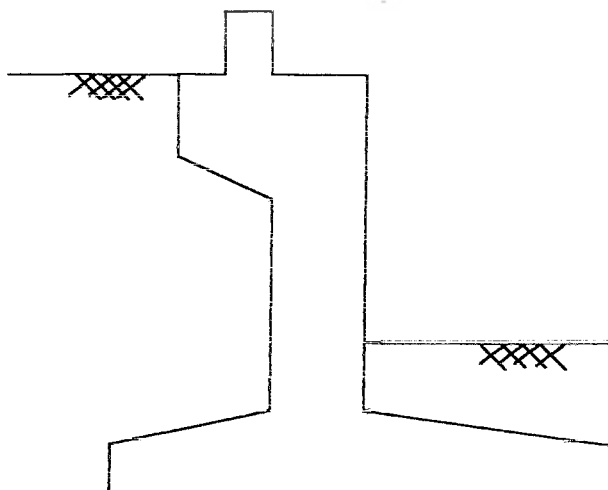
1. Pangkal jembatan.
2. Pilar jembatan.
3. Pondasi.

Beban yang bekerja :

1. Beban mati.
2. Beban hidup.
3. Tekanan tanah.
4. Gaya rem.

#### 3.4.1 Perencanaan Abutment

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan ini menggunakan tipe kepala jembatan tipe T terbalik sesuai dengan tinggi jembatan antara 5-12 m yang ditunjukkan pada Gambar 3.14 berikut :



**Gambar 3.14** Penampang Abutment

Gaya-gaya yang bekerja digolongkan dalam :

1. Akibat berat sendiri abutment.
2. Akibat berat tanah isian.
3. Akibat tekanan tanah.
4. Akibat beban terbagi merata.
5. Akibat kohesi tanah.
6. Akibat beban mati.
7. Akibat beban hidup.
8. Akibat beban hidup.
9. Akibat gaya gesekan pada tumpuan (Gg).

Menghitung keamanan terhadap penggulingan :

$$n = \frac{\sum MV}{\sum MH} > 1,5 \dots \dots \dots (3.35)$$

dimana :  $\sum MV$  = jumlah momen dari beban vertikal.

$\sum MH$  = jumlah momen dari beban horisontal.

Keamanan terhadap penggeseran :

$$n = \frac{tg\phi \cdot \sum V}{\sum H} \dots \dots \dots (3.36)$$

dimana :  $\phi$  = besar sudut gesek tanah.

Tegangan yang terjadi :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} \dots \dots \dots (3.37)$$

dimana :  $b$  = lebar pondasi.

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{A} \left( 1 + \frac{6.e}{b} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} \dots\dots\dots(3.38)$$

$e$  = eksentrisitas pusat berat ke pusat gaya.

$A$  = luas dasar abutment.

### 3.4.2 Perencanaan Tiang Pancang

Kapasitas dukung ultimit dari sebuah tiang pancang dapat diketahui dengan menggunakan perhitungan sederhana dengan menjumlahkan daya dukung tanah dipusat tiang dengan total friksi dari selimut tiang pancang :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(3.39)$$

dimana :  $Q_u$  = kapasitas daya dukung tiang.

$Q_p$  = kapasitas daya dukung tiang dipusat tiang.

$Q_s$  = kapasitas daya dukung tiang dari total friksi (gesekan) seluas selimut tiang.

Untuk mencari nilai-nilai  $Q_p$  atau  $Q_s$  menggunakan rumus :

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*) \dots\dots\dots(3.40)$$

dimana :  $A_p$  = luas ujung tiang.

$c$  = nilai kohesi.

$q_p$  = faktor resistansi diujung tiang.

$q'$  = gaya tekan vertikal efektif diujung tiang.

$N_c^*$ ,  $N_q^*$  = faktor kapasitas daya dukung tiang.



Untuk tiang ditanah jenuh pada kondisi *undrained* :

$$Q_p = N_c \cdot C_u \cdot A_p = 9C_u \cdot A_p \dots\dots\dots(3.41)$$

dimana :  $C_u$  = kohesi *Undrained* tanah dibawah ujung pondasi.

$$Q_s = \sum P \cdot \Delta L \cdot f \dots\dots\dots(3.42)$$

dimana :  $P$  = rangkaian segmen tiang pancang.

$\Delta L$  = tinggi tiap segmen tanah.

$f$  = nilai resistansi gesekan tiap segmen.

Nilai resistansi gesekan dihitung dengan menggunakan metode :

1. Metode  $\lambda$

$$f_{av} = \lambda \cdot (\bar{\sigma}_v' + 2C_u) \dots\dots\dots(3.43)$$

dimana :  $\bar{\sigma}_v'$  = tekanan vertikal efektif rata-rata.

$C_u$  = nilai rata-rata gaya geser *Undrained*.

2. Metode  $\alpha$

$$f = \alpha \cdot C_u \dots\dots\dots(3.44)$$

dimana :  $\alpha$  = faktor empirik adhesi

Kemudian dari kedua nilai  $f$  tersebut diambil yang terkecil.

Kapasitas daya dukung ultimit (akhir) dari tiang pancang dihitung dengan cara-cara sebagai berikut :

1. Menentukan  $\sum Q_u = n_1 \cdot n_2 \cdot (Q_p + Q_s) \dots\dots\dots(3.45)$

$$Q_p = A_p \cdot [9C_{u(p)}] \dots\dots\dots(3.46)$$

dimana :  $C_{u(p)}$  = faktor kohesi *undrained* dari tanah lempung ujung pancang.

$$Q_s = \sum \alpha_p \cdot C_u \cdot \Delta L \dots\dots\dots(3.47)$$

sehingga :

$$\sum Q_u = n1 \cdot n2 \cdot [9 A_p \cdot C_{u(p)} + \sum \alpha_p \cdot C_u \cdot \Delta L] \dots\dots\dots(3.48)$$

2. Menentukan asumsi kapasitas ultimit tiang-tiang pancang dalam kelompok bekerja pada daerah blok dengan dimensi  $L_g \times B_g \times L$ . Nilai resistansi selimut pada daerah blok :

$$\sum P_g \cdot C_u \cdot \Delta L = \sum 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \dots\dots\dots(3.49)$$

Besar kapasitas daya dukung dihitung dengan rumus :

$$A_p \cdot q_p = A_p \cdot C_{u(p)} \cdot N_c^* = (L_g \cdot B_g) \cdot C_{u(p)} \cdot N_c^* \dots\dots\dots(3.50)$$

Kemudian beban ultimit :

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot C_{u(p)} \cdot N_c^* + \sum 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \dots\dots\dots(3.51)$$

3. Menentukan  $\sum Q_u$  dengan cara NSPT

$$\sum Q_u = C \cdot N_c \dots\dots\dots(3.52)$$

dimana : C = nilai kohesi tanah,

$N_c$  = jumlah pukulan pada uji lapangan.

4. Bandingkan ketiga nilai  $\sum Q_u$  tersebut, kemudian nilai  $\sum Q_u$  diambil yang terkecil.

**Momen pada telapak tiang pancang**

Total reaksi tiap tiang diperoleh dengan menjumlahkan beban sebagai berikut :

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum Md}{\sum d^2} \dots\dots\dots(3.53)$$

dimana : P = total resultan reaksi tiang pancang dan beban langsung.

$\sum V$  = jumlah beban vertikal yang terjadi pada pondasi.

$\sum V$  = jumlah momen pada pusat gravitasi grup  $\sum M$  kadang-kadang dinyatakan dengan  $\sum Ve$ .

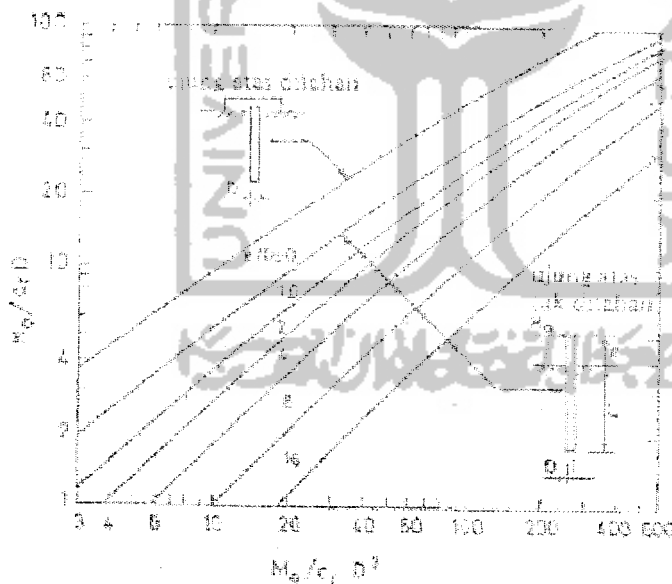
$n$  = jumlah tiang dalam grup.

$d$  = jarak dari pusat berat ke tiang.

$\sum d^2$  = jumlah kuadrat jarak tiap tiang dari pusat berat grup.

Gaya-gaya dalam di dalam tiang pancang pada tanah kohesif :

1. Kohesi rencana  $C_r$  yang diperlukan untuk perhitungan selanjutnya, dengan mengalikan kekuatan kohesi  $C_u$  dengan 0,5 (dalam  $\text{Kg/m}^2$ ).
2.  $H_0$  adalah beban horisontal akibat beban kerja yang menangkap di ujung atas tiang.  $D$  adalah diameter tiang.



Gambar 3.15 Grafik Hubungan Gaya horisontal ( $H_0$ ) dan Momen Luar ( $M_0$ )

3.  $M_0$  adalah momen luar akibat beban kerja yang menangkap di ujung atas tiang .
4. Penulangan tiang terhadap  $M_0$  dan  $P$  dengan perencanaan kekuatan batas.

5. Kedalaman dimana momen lentur maksimum adalah  $L_1$ , dan kedalaman dimana momen lentur nol adalah  $L_2$ , menurut rumus-rumus berikut :

$$L_1 = f + 1,5 D \quad \dots\dots\dots(3.54)$$

$$L_2 = 2,2 L_1 \quad \dots\dots\dots(3.55)$$

Dimana :

$$f = \frac{H_0}{9.Cr.D} \quad \dots\dots\dots(3.56)$$

Pembagian momen lentur sepanjang tiang atau sumuran dapat didekati menurut perbandingan yang ditunjukkan dalam gambar 3.16.



Gambar 3.16 Simpangan Dan Momen Lentur Dengan Ujung Atas Ditahan