

## BAB II

### LANDASAN TEORI

#### 2.1. Struktur Baja Penahan Gempa

##### 2.1.1. *Eccentric Brace Frame*

Dalam mendesain suatu struktur terhadap beban gempa, ada 2 kriteria yang harus dipenuhi oleh struktur, yaitu:

1. Untuk gempa kecil sampai gempa sedang, struktur harus kaku untuk mencegah kerusakan struktural maupun non struktural.
2. Pada gempa besar, struktur boleh mengalami kerusakan pada bagian non strukturalnya, tetapi tidak boleh mengalami keruntuhan, hal ini dapat diwujudkan dengan mendesain struktur yang mampu berdeformasi inelastis dengan baik.

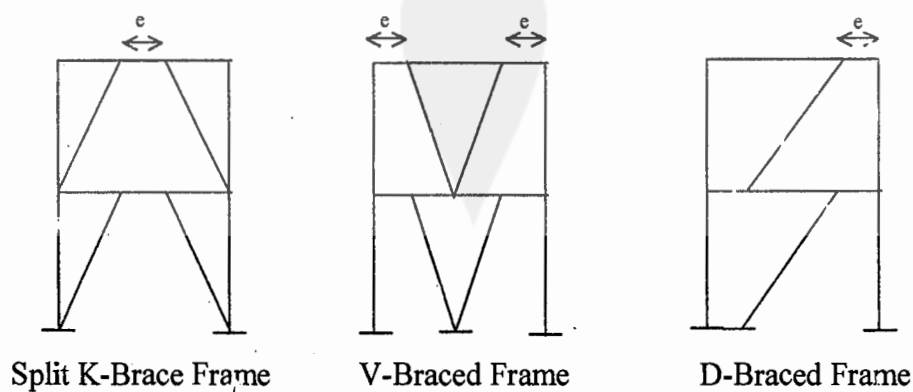
Sebelum umum digunakan *Eccentric Brace Frame*, sudah dikenal 2 sistem struktur penahan gempa, yaitu *Momen Resisting Frame* dan *Concentric Brace Frame* (Whittaker, A., 1999), dimana masing-masing sistem struktur penahan gempa di atas, masih memiliki kelemahan-kelemahan yang harus diminimalisasi, karena akan mengganggu efektifitasnya dalam mendisipasi energi gempa yang masuk ke dalam struktur. Kelemahan dari masing-masing sistem adalah sebagai berikut:

1. *Momen Resisting Frame* : sistem ini sudah memiliki daktilitas yang baik tetapi kekakuannya masih kurang, struktur dengan kekakuan yang rendah akan mengalami lendutan atau *displacement* yang besar (*low*

*drift control*), sehingga pada bangunan tinggi akan memberikan pergeseran lantai yang besar.

2. *Concentric Brace Frame* : sistem ini memiliki kekakuan yang tinggi, sehingga sifat *drift control*-nya juga baik, tetapi kemampuannya dalam memencarkan energi terbatas, pada saat terkena energi gempa yang besar yang sifatnya berulang, sistem ini hanya mampu bekerja dengan baik pada beberapa pembebanan pertama, dan selanjutnya kehilangan kekakuan, karena regangan yang berlebihan pada *bracing*-nya.

Untuk mengatasi kelemahan kedua sistem di atas, maka diusulkan untuk menggeser letak *diagonal bracing*. Sistem ini dikenal sebagai *Eccentric Brace Frame* (EBF). EBF adalah suatu portal dimana titik potong antara bracing dengan balok tidak berimpit dengan titik potong antara balok dan kolom. Dengan adanya penggeseran letak bracing ini, maka akan tercipta sebuah bagian balok yang terisolasi, yang disebut balok link (*link beam*). Keuntungan dari sistem ini adalah dapat memenuhi syarat-syarat sebagai struktur penahan gempa, yaitu memiliki kekakuan yang tinggi pada beban normal, dan juga memiliki daktilitas yang baik pada beban tinggi (Popov, 1978).



Gambar 2.1 Beberapa Tipe EBF

### 2.1.2. *Link Beam*

Dalam EBF, balok link memiliki peranan yang sangat penting. Link direncanakan untuk berkelakuan elastis pada beban rendah dan dapat mengembangkan deformasi inelastis pada saat dikenai beban besar, sehingga dapat memencarkan energi yang besar melalui pelelehan materialnya. Kemampuan link untuk mendisipasi energi gempa sangat tergantung pada daktilitas materialnya.

Tabel 2.1 Kandungan *Carbon* – Daktilitas  
(Sumber : Wahyudi L, dkk; 1992; hal. 3)

%C	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y/\sigma_y$	$\epsilon_s/\epsilon_y$	Es/Ey
0,28	340	1,33	9,2	0,037
0,49	386	1,28	3,7	0,058
0,74	448	1,19	1,9	0,070
0,89	525	1,04	1,5	0,098

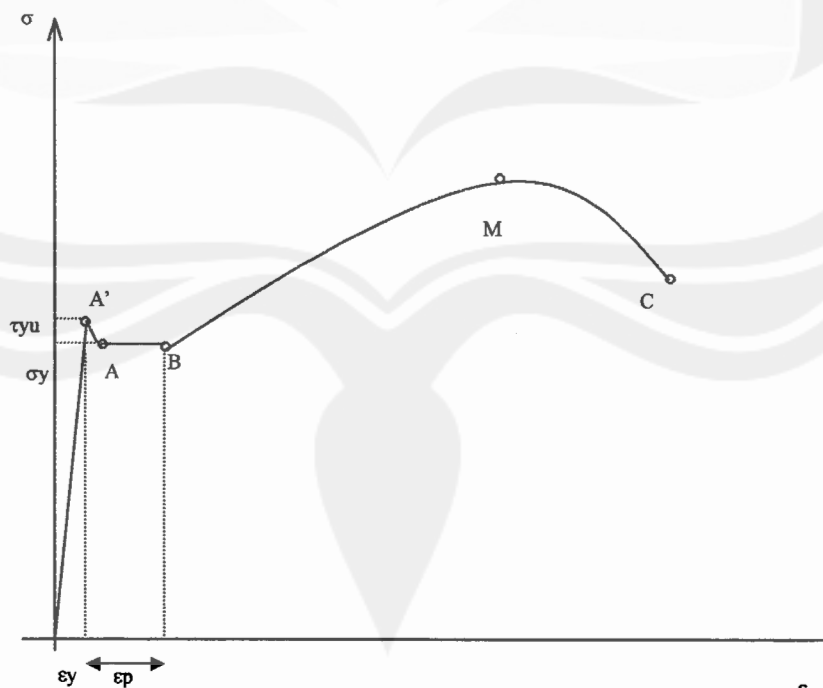
Dari tabel dapat dilihat bahwa semakin tinggi kandungan karbon, maka tegangan leleh ( $\sigma_y$ ) semakin besar, sehingga daktilitas material berkurang. Daktilitas merupakan rasio  $\epsilon_s$  terhadap  $\epsilon_y$ , dimana  $\epsilon_s$  adalah *strain hardening*, yang besarnya mencapai 10 kali  $\epsilon_y$ . Suatu EBF sebaiknya didesain dengan faktor beban dan analisa plastis, kemudian dikontrol supaya memenuhi peraturan untuk kelakuan elastis pada beban kerja, sehingga dapat dijamin fungsi dari portal untuk memencarkan energi melalui kemampuan daktail balok link (Kusuma, G.H;

1986). Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan material untuk berdeformasi plastis tanpa mengalami keretakan.

## 2.2. Analisis Metode Plastis

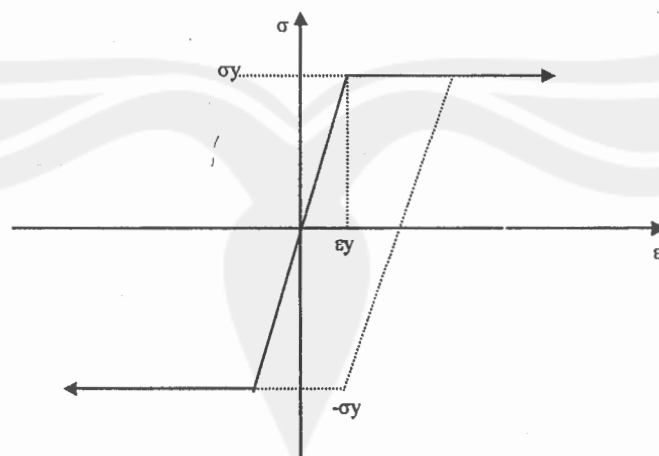
Bila suatu batang baja mengalami pembebanan aksial pada satu arah, maka akan didapat pertambahan panjang terhadap pertambahan beban, dapat digambarkan diagram hubungan tegangan-regangan dari batang baja tersebut. Regangan (*strain*) menyatakan besarnya perubahan panjang, dilambangkan dengan  $\epsilon$ , dan tegangan (*stress*) menyatakan gaya persatuan luas, dilambangkan  $\sigma$ .

$$\epsilon = \frac{l - l_0}{l_0} \quad \sigma = \frac{P}{A}$$



Gambar 2.2 Hubungan Tegangan-Regangan

Titik leleh atas ( $\sigma_y$ ) sering diabaikan, lebih lanjut tegangan pada titik A disebut tegangan leleh ( $\sigma_y$ ). Sifat dalam daerah A-B disebut sebagai daerah *plastis*, yaitu tanpa diberi kenaikan tegangan, baja tetap mengalami pertambahan regangan. Titik B, yaitu titik akhir sebelum tegangan mengalami kenaikan, tidaklah tertentu. Daerah B-C merupakan daerah *strain hardening*, dimana pertambahan regangan diikuti dengan adanya pertambahan tegangan. Bila material baja mengalami keadaan tarik dan tekan secara berulang (dapat dianalogikan sebagai balok link saat dibebani secara *cyclic*), diagram tegangan-regangan mempunyai lintasan tarik dan tekan yang sama, ini menunjukkan *efek Bauschinger*. Hubungan tegangan-regangan untuk analisis, diidealisasikan dengan mengabaikan pengaruh tegangan leleh atas, *strain hardening*, dan efek Bauschinger, hubungan tegangan-regangan seperti ini disebut sebagai *Hubungan Plastis Ideal*.



Gambar 2.3 Hubungan Plastis Ideal

Dewasa ini desain didasarkan pada analisa elastis maupun plastis, dimana metode plastis bersifat menyempurnakan, dengan memberi informasi

tentang beban runtuh dan perilaku dari keruntuhan. Metode elastis (*Allowable Stress Design*) menekankan agar tegangan tetap berada di bawah gaya peluluh ( $\sigma_y$ ) sehingga didapat deformasi dalam daerah elastis, sehingga timbul deformasi yang kecil, tetapi tegangan yang terjadi pada sebagian besar elemen struktur rendah, sehingga terjadi pemborosan penggunaan material baja. Untuk menjaga kemampuan-layanan agar struktur tetap dalam kondisi aman, maka dalam hubungan antara *allowable stress* ( $\sigma$ ) dengan gaya peluluh ( $\sigma_y$ ) dimasukkan faktor keamanan.

$$\sigma = \sigma_y / SF$$

dimana SF yang digunakan lebih besar dari satu.

Sedang metode plastis (*Limit State Design*), sekarang dikenal sebagai *Load and Resistance Factor Design* (LRFD), dapat menghasilkan desain struktur baja yang lebih ringan dan ekonomis, karena memanfaatkan energi yang tersimpan dalam material, yang keluar setelah baja mengalami deformasi elastis. Metode desain ini menetapkan batas yang tidak akan dilebihi pada saat struktur dibebani oleh kombinasi beban yang terfaktor ( $\gamma_i \cdot Q_i$ ), dimana faktor keamanan ditentukan oleh faktor pengali pada kekuatan rencana ( $R_n$ ).

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

$i$  = tipe beban

$Q$  = beban normal untuk setiap tipe beban

$\gamma$  = faktor beban

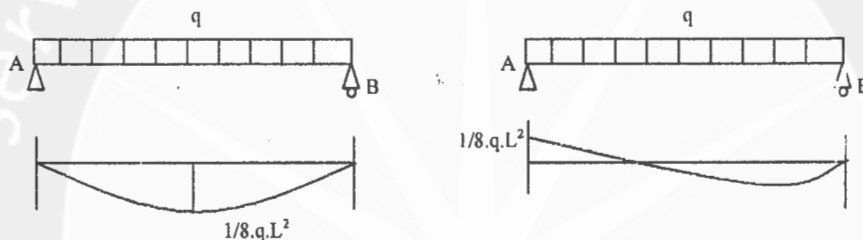
$R_n$  = kekuatan nominal dari struktur yang direncanakan

$\phi$  = faktor ketahanan untuk  $R_n$

Berikut akan dijabarkan dengan contoh mengenai 2 kasus yang membedakan antara perencanaan elastis dan perencanaan plastis.

### Kasus I.

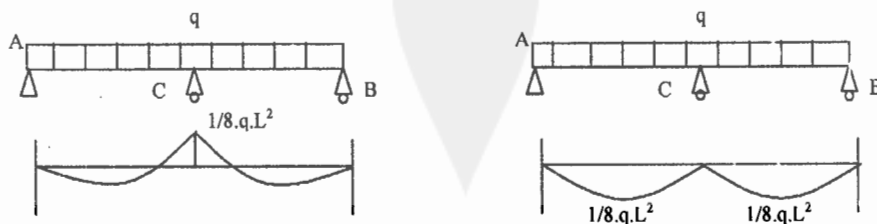
Jika balok AB dengan tumpuan sendi-rol, mendapat beban merata maka momen maksimumnya adalah  $1/8 \cdot q \cdot L^2$ , kemudian bila pada ujung A dijepit maka momen pada tumpuan A juga menjadi  $1/8 \cdot q \cdot L^2$ . Teori elastis mengatakan bahwa kekuatan balok AB untuk 2 jenis keadaan ini adalah sama, padahal dapat dirasakan dengan menjepit salah satu ujung dari balok, akan membuat balok menjadi lebih kuat.



Gambar 2.4 Perencanaan Elastis-Plastis I

### Kasus II

Pada balok menerus ABC, seperti tergambar di bawah ini, jika batang pada balok di atas tumpuan B dipotong maka kekuatan balok yang dipotong tersebut tentu akan menjadi lemah, tetapi teori elastis menyatakan bahwa kekuatan balok tersebut tidak berubah.



Gambar 2.5 Perencanaan Elastis-Plastis II

Kedua kasus terjadi karena kriteria yang dipakai untuk menentukan teori keruntuhan pada teori elastis kurang tepat. Persoalan ini dapat diselesaikan jika kriteria keruntuhan yang digunakan disempurnakan, maka dikembangkan perencanaan plastis.

a. Konsep keruntuhan pada perencanaan elastis.

Struktur dianggap runtuh jika terjadi kelelahan pada suatu titik pada struktur tersebut, karena pada kedua kasus tadi besar momen absolutnya tidak berubah, maka kelelahan akan terjadi pada beban merata yang besarnya sama, sehingga sebagai konsekuensi kekuatannya dianggap sama.

b. Konsep keruntuhan pada perencanaan plastis.

Struktur tersebut dianggap runtuh bila struktur mengalami defleksi yang besar, tanpa memerlukan tambahan beban. Struktur harus mampu mengalami defleksi yang besar, maka material yang dipakai harus daktail/liat, sehingga mempunyai kemampuan plastis yang baik.

### **2.2.1. Interaksi Geser-Momen**

#### **2.2.1.1. Deformasi Lentur Murni**

Dalam meninjau ragam lentur murni, dapat diketahui dari mekanika bahan bahwa garis netral batang tidak mengalami perubahan panjang (*stretched*). Pendekatan umum tegangan-regangan untuk ragam deformasi lentur murni adalah sebagai berikut:

1. regangan bervariasi linier sepanjang ketinggian penampang,
2. deformasi geser relatif kecil dibanding deformasi lentur.



Sebagai konsekuensi dari kedua pendekatan di atas, dapat dilihat bahwa penampang yang semula rata, setelah berdeformasi akan tetap rata serta tegak lurus terhadap sumbu aksial batang (yang *notabene* tidak mengalami perubahan panjang). Sebagai tinjauan, lihat batang yang memikul beban lateral pada bidang XY, sehingga terjadi aksi lentur dan lintang (Gambar. 2.6.c). Akibat lenturan timbul deformasi, yang dapat dilihat pada Gambar. 2.6.d, untuk segmen batang sepanjang  $dX$ , yang dinyatakan dengan regangan  $\epsilon_{xx}(y)$  pada serat level  $y$  penampang, serta  $\epsilon_{xx}^0$  pada serat teratas penampang. Regangan pada level  $y$  diberikan oleh

$$\sigma_{xx}(y) = \frac{\partial dx}{dx} \dots \dots \dots (2.1)$$

Secara geometri, dari kesebangunan segitiga (Gambar. 2.6.d) diperoleh bahwa

$$\frac{\partial dx}{dx} = \frac{y}{\rho}; \text{ dimana } \rho \text{ adalah radius fungsi lentur } \omega(x) \text{ batang. Dengan demikian}$$

$$\epsilon_{xx}(y) = \frac{y}{\rho} \dots \dots \dots (2.2)$$

Radius kelengkungan  $\rho$  berhubungan dengan fungsi perpindahan lateral  $\omega(x)$  batang, yang secara matematis untuk kasus perpindahan kecil dapat didekati cukup teliti dengan

$$\frac{1}{\rho} \approx d^2\omega(x)/dx^2 \cong K \dots \dots \dots (2.3)$$

Besaran  $K$  ( $Kappa$ ) merupakan parameter pengukur kelengkungan balok lentur, sekaligus sebagai pengukur deformasi. Dari persamaan di atas,

$$\epsilon_{xx}(y) = K \cdot y = y \cdot \frac{d^2\omega(x)}{dx^2} \dots\dots\dots (2.4)$$

Pada bahan elastis linier, berlaku hubungan proporsional antara tegangan-regangan;

$$\sigma_{xx}(y) = \epsilon_{xx}(y) \cdot E = E \cdot y \cdot \frac{d^2\omega(x)}{dx^2} \dots\dots\dots (2.5)$$

Dari Gambar 2.2.e terlihat bahwa;

$$M_z(x) = \int_A \sigma_{xx}(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \frac{d^2\omega(x)}{dx^2} \int_A y^2 \cdot dA \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\text{karena } \int_A y^2 \cdot dA = I_{zz} \dots\dots\dots (2.7)$$

maka persamaan  $M_z(x)$  dapat dihubungkan terhadap besaran  $K$ ;

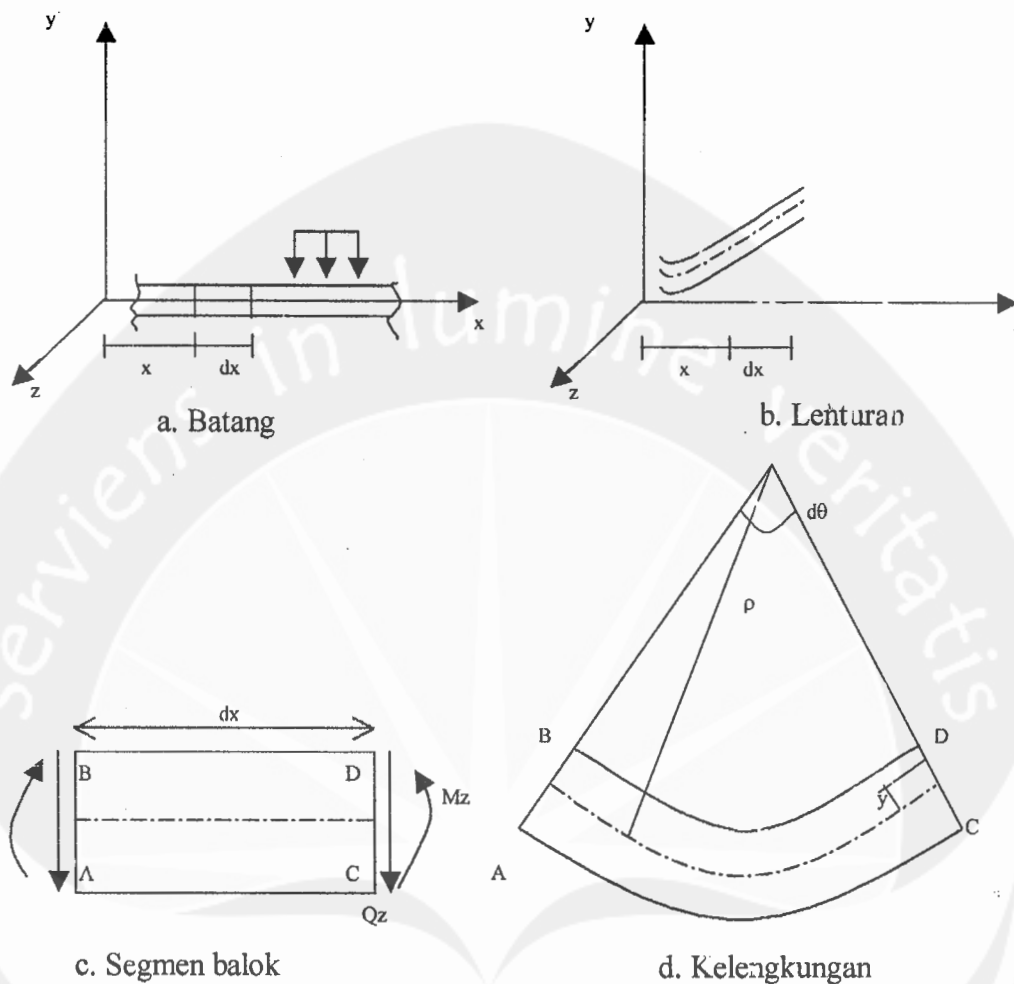
$$K = \frac{d^2\omega(x)}{dx^2} = \frac{M_z(x)}{EI_{zz}} \dots\dots\dots (2.8)$$

Substitusi persamaan 2.8 ke persamaan 2.4 menghasilkan rumus untuk regangan pada level  $y$  sebesar

$$\epsilon_{xx}(y) = \frac{M_z(x)}{EI_{zz}} \cdot y \dots\dots\dots (2.9)$$

Substitusi persamaan 2.9 ke pers. 2.5 menghasilkan rumus untuk tegangan pada level  $y$  penampang sebesar

$$\sigma_{xx}(y) = \frac{M_z(x)}{I_{zz}} \cdot y \dots\dots\dots (2.10)$$



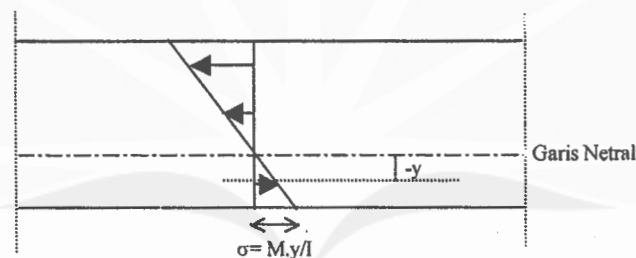
Gambar 2.6 Ragam Deformasi Lentur

Gaya-gaya luar yang bekerja pada batang akan menyebabkan terjadi tegangan pada penampang melintang batang. Aspek penting yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan sebuah batang adalah momen, geser, defleksi, tekuk, dan dukungan lateral. Tegangan tekuk dalam batang yang dikenai gaya lenturan dalam daerah elastis dapat ditentukan menggunakan rumus lenturan sebagai berikut:

$$\frac{M}{I} = \frac{\sigma_{bc,t}}{y}, \quad \text{atau} \quad M = \sigma_{bc,t} \cdot Z$$

$M$	= momen lentur
$I$	= momen inersia
$\sigma_{bc,t}$	= tegangan lentur dalam tekan atau tarik
$y$	= jarak serat dari garis netral
$Z$	= modulus penampang

Berdasar rumus ini, tegangan lentur berperilaku seperti gaya aksial terhadap penampang balok, dimana tegangan lentur memberikan tekanan ataupun tarikan pada penampang, tergantung pada posisi penampang di atas atau di bawah garis netral. Umumnya bila batang tertekuk ke atas, maka penampang bagian atas mengalami desak, sedang bagian bawah penampang mengalami tarik.



Gambar 2.7 Tegangan pada Balok dengan Lenturan

Momen yang terjadi pada ujung batang dari sebuah balok dapat langsung digunakan untuk menghitung besarnya rotasi sendi yang terjadi, dengan cara memodifikasi kekakuan dan momen ujung jepit. Dalam cara ini, kondisi sendi perletakan langsung dimasukkan dalam rumus momen ujung, maka ditinjau 2 titik perataan dengan 2 ujung saja, agar sederhana dan tetap berlaku umum. Untuk batang AB dan BC diperoleh:

$$M_{ab} = M_{ab}^0 + \frac{4EIba.\theta_a}{Lba} + \frac{2EIba.\theta_b}{Lba}; M_{ba} = M_{ba}^0 + \frac{2EIba.\theta_a}{Lba} + \frac{4EIba.\theta_b}{Lba} \dots(2.11)$$

$$M_{bc} = M_{bc}^0 + \frac{4EIbc.\theta_b}{Lbc} + \frac{2EIbc.\theta_c}{Lbc}; M_{cb} = M_{cb}^0 + \frac{2EIbc.\theta_b}{Lbc} + \frac{4EIbc.\theta_c}{Lbc} \dots (2.12)$$

Untuk perataan pada titik B, titik dijepit sehingga  $\theta_c = 0$ , berpengaruh terhadap persamaan (2.12)

$$M_{bc} = M_{bc}^0 + \frac{4EIbc.\theta_b}{Lbc}; M_{cb} = M_{cb}^0 + \frac{2EIbc.\theta_b}{Lbc} \dots (2.13)$$

Karena titik A adalah sendi, maka momen di arah perputaran  $\theta_a = 0$ , jadi

$$M_{ab} = M_{ab}^0 + \frac{4EIba.\theta_a}{Lba} + \frac{2EIba.\theta_b}{Lba} = 0 \quad \text{menghasilkan:}$$

$$\theta_a = \frac{1}{2}\theta_b - \frac{M_{ab}.Lba}{4EIba} \dots (2.14)$$

Substitusi persamaan (2.14) ke persamaan (2.13.b)

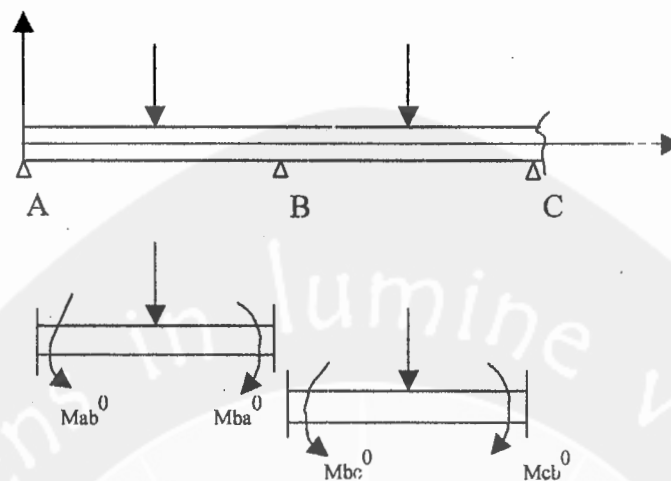
$$M_{ba} = (M_{ba}^0 - 0,5 M_{ab}) + \frac{3EIba.\theta_b}{Lba} \dots (2.15)$$

Seterusnya, kesetimbangan momen di arah rotasi  $\theta_b$ :

$$\left[ \frac{3EIba}{Lba} + \frac{4EIbc}{Lbc} \right] \theta_b = -M_{bc} - (M_{ba}^* - \frac{1}{2} M_{ab}^*) \dots (2.16)$$

Sehingga dapat dihitung rotasi pada sendi A dan B dengan langkah-langkah, sbb:

1. memodifikasi momen ujung jepit  $M_{ba}^0$  menjadi  $(M_{ba}^0 - 0,5.M_{ab}^0)$ ,
2. mengubah faktor kekakuan batang BA, dari 4EI menjadi 3EI, untuk koefisien  $\theta_b$ .



Gambar 2.8 Pembebanan dan Momen Primer Batang AB dan BC

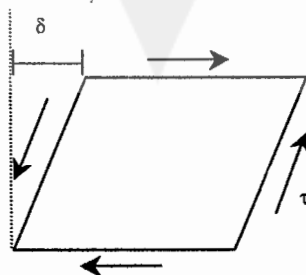
### 2.2.1.2. Deformasi Geser Murni

Tegangan geser menyebabkan deformasi seperti pada *Gambar 2.9*, dimana panjang sisi-sisi elemen tidak mengalami perubahan, tetapi elemen berubah dari bentuk kotak menjadi jajaran genjang. Regangan geser yang diukur sebagai besarnya perubahan, adalah sudut  $\delta$ . *Gambar 2.9* menunjukkan hubungan linear tegangan geser ( $\tau$ ) dan regangan geser ( $\delta$ ) dalam respon elastis.

$$\tau = G \cdot \delta$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

dimana  $G$  = modulus geser  
 $E$  = modulus elastis  
 $\nu$  = poisson ratio



Gambar 2.9 Deformasi karena Tegangan Geser

Suatu batang yang tertekuk, akan menimbulkan gaya geser antar lapisan dalam batang ( $P$ ) yang akan ditahan oleh gaya penahan ( $F$ ), dimana besarnya  $P$  dalam tiap ketinggian penampang berbeda. Semakin mendekati garis netral, gaya geser antar lapisan dalam batang ( $P$ ) semakin besar. Dalam gambar 2.10,  $P$  adalah gaya aksial yang bekerja *perpendicular* terhadap penampang daerah  $A$ .

$$dP = \sigma \cdot dA$$

$$\text{dimana } \sigma = M \cdot y / I$$

$$P = \frac{M \cdot Q}{I}$$

$$\text{dimana } Q = A' \cdot y''$$

$$(P + dP) - P = - (M + dM) Q / I - (- M \cdot Q / I)$$

$$= dM \cdot Q / I$$

(Pytel. A, 2003, hal. 162)

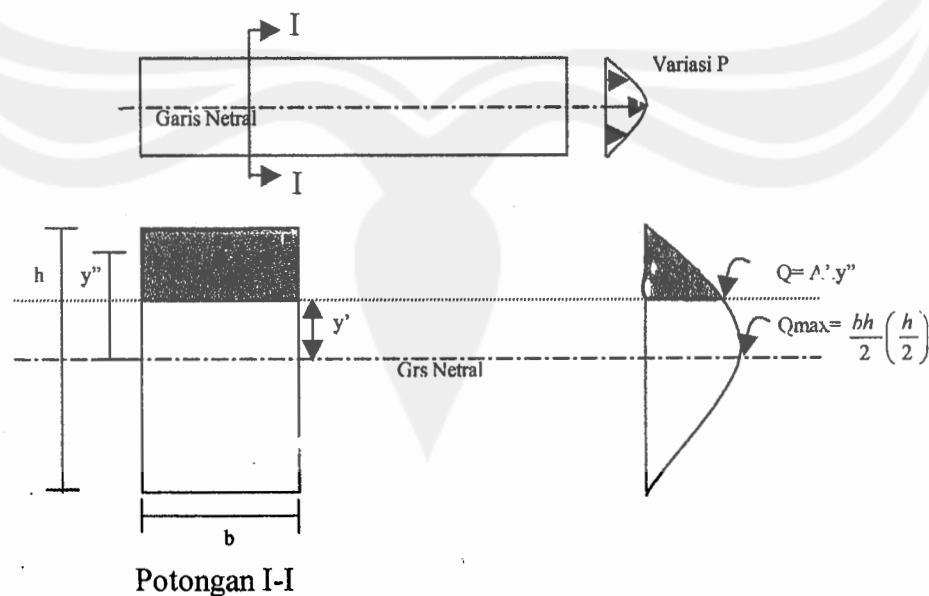
$$(P + dP) - P + \tau b \cdot dx = dM \cdot Q / I + \tau b \cdot dx$$

$$\tau = \frac{dM}{dx} \frac{Q}{Ib}$$

$$V = dM / dx$$

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

$\tau$  = tegangan geser yang terjadi.



Gambar 2.10 Variasi  $Q$  dalam Area  $A'$  terhadap Garis Netral Penampang

Pada penampang kotak, variabel  $Q$  sangat berpengaruh karena luas  $A'$  yang besar, sedang pada baja profil baja *wide flange*, dimana *web* sebagai penahan gaya geser memiliki luas yang kecil, pengaruh variabel  $Q$  tidak besar, sehingga tegangan geser maksimal yang terjadi pada baja profil *wide-flange* adalah

$$\tau_{max} = V/A_{web}.$$

### 2.2.1.3. Kombinasi Geser dan Momen

Pada balok baja yang menahan beban tegak lurus terhadap sumbu mendatarnya, timbul gaya dalam yang terdiri dari geser dan momen yang bekerja pada penampang melintang batang. Gaya-gaya dalam ini menimbulkan 2 jenis tegangan, yaitu tegangan normal yang disebabkan oleh momen tekuk, dan tegangan geser yang disebabkan oleh gaya geser. Umumnya tegangan tekuk akan cenderung terjadi pada balok bentang panjang, sedang tegangan geser terjadi secara kritis pada balok bentang pendek, dimana gaya geser yang timbul dipengaruhi oleh beban yang diberikan. Dengan kata lain, pada pembebanan yang diberikan, gaya geser maksimal tergantung pada bentang balok dengan momen maksimal meningkat seiring peningkatan panjang bentang.

Pada dasarnya, tekuk karena momen dapat terjadi sendiri pada saat batang mengalami momen murni, sedang gaya geser tidak dapat muncul tanpa adanya tekuk karena momen. *Gambar 2.11* menunjukkan pelat datar dengan tepi kanan dan kiri dibebani tegangan tekuk dan pada seluruh tepinya didistribusikan tegangan geser secara merata.  $F_{b,cr}$  adalah tegangan kritis pada serat terluar untuk momen tekuk murni,  $F_{v,cr}$  adalah tegangan geser kritis untuk geser murni, dan  $F'_{b,cr}$  dan  $F'_{v,cr}$  adalah tegangan tekuk dan tegangan geser yang beraksi bersama



dan menyebabkan tekuk. Terlihat bahwa pengaruh tegangan geser pada tegangan tekuk murni adalah kecil jika  $F'v,cr / Fv,cr$  kecil dan pengaruh tegangan tekuk pada tegangan geser kritis adalah kecil jika  $F'b,cr / Fb,cr$  kecil.

Kurva interaksi hampir membentuk lingkaran, oleh karena itu interaksi tegangan geser dan tekuk dapat ditulis dalam bentuk:

$$\left( \frac{F'v,cr}{Fv,cr} \right)^2 + \left( \frac{F'b,cr}{Fb,cr} \right)^2 = 1$$

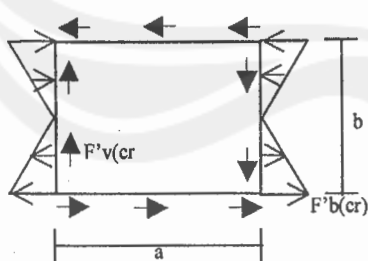
Persamaan di atas berdasarkan pada tegangan kritis, yang dapat dinyatakan dalam tegangan aktual dan tegangan ijin dengan memasukkan faktor keamanan. Kombinasi tekuk dan geser harus dievaluasi sesuai formula berikut:

$$\left( \frac{fv}{Fv} \right)^2 + \left( \frac{fb}{Fb} \right)^2 = 1$$

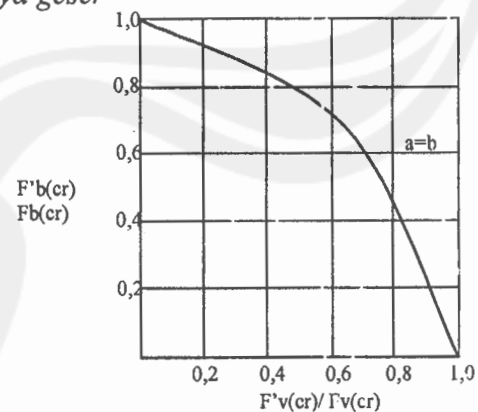
$fv, fb$  = tegangan geser dan tekuk aktual

$Fv$  = tegangan geser tanpa adanya tekuk

$Fb$  = tegangan tekuk tanpa adanya geser



a. Balok dengan Gaya Geser- Momen



b. Diagram Interaksi Gaya Geser-Momen

Gambar 2.11 Kombinasi Geser-Momen  
(Sumber: Pytel, A., 2003)

Pada penampang dimana geser dan tekuk terjadi bersamaan diberikan aturan bahwa Tarik Diagonal Ijin ( $f_t$ ) pada  $web = 0,55F_y$ , yang didefinisikan dari:

$$f_t = \frac{fb}{2} \sqrt{\left(\frac{fb}{2}\right)^2 + fv^2}$$

dimana  $fb = M/S$

$fv = V/A_w$ .

### 2.2.2. Sendi Plastis (*Plastic Hinge*)

Sendi plastis terjadi pada balok bila beban telah menimbulkan tegangan geser dan momen yang melebihi tegangan ijinnya (kemampuan elastis), berikut ini dijelaskan tentang terjadinya sendi plastis pada batang tunggal (*Gambar 2.12*). Balok AB dengan ujung-ujung terjepit adalah struktur statis tak tentu berderajat tiga, tetapi karena tidak ada gaya aksial yang bekerja maka hanya perlu menentukan momen pada A ( $M_A$ ) dan momen pada B ( $M_B$ ). Beban merata ( $q$ ) pada balok terjepit tersebut dinaikkan secara bertahap sehingga momen yang timbul juga semakin besar.

#### *Keadaan I*

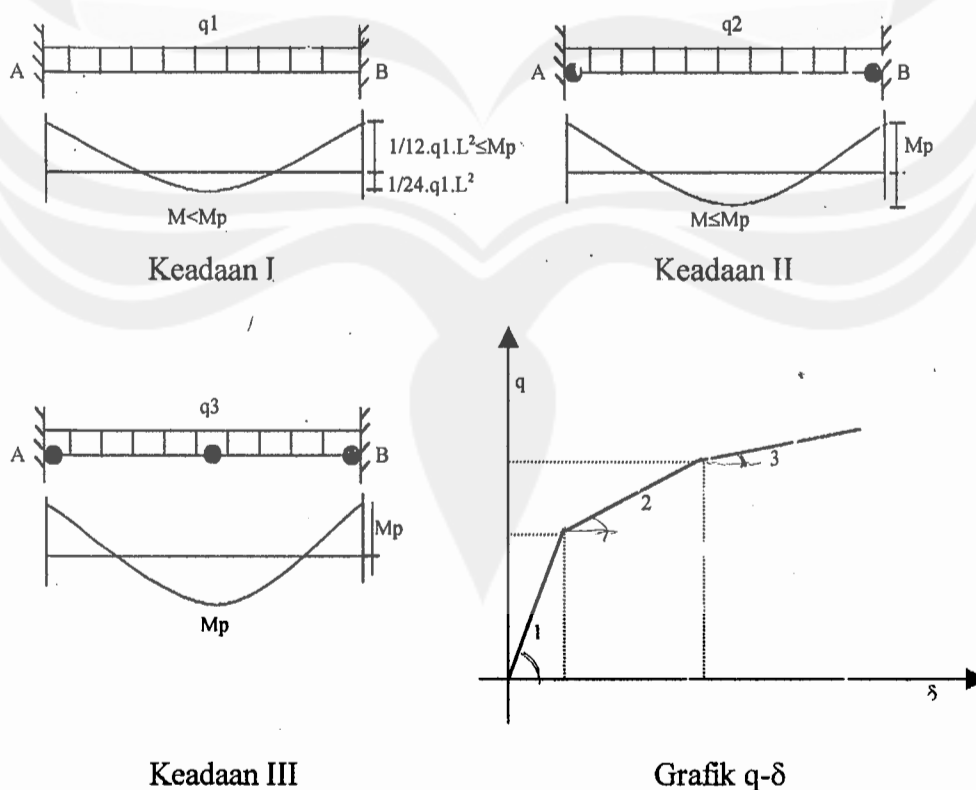
Beban merata tidak cukup besar untuk membuat balok AB mencapai keadaan elastis, sehingga momen-momen yang bekerja pada jepitan A dan B adalah momen jepit biasa, tampak bahwa momen di lapangan jauh lebih kecil daripada momen di tumpuan, sehingga jika beban merata ( $q$ ) terus dinaikkan, sendi-sendi plastis akan terbentuk pada titik A dan B terlebih dulu.

### Keadaan II

Jika beban merata ( $q$ ) terus dinaikkan, maka sendi-sendi plastis terjadi pada titik A dan B. Sendi-sendi plastis ini mampu berputar sambil mempertahankan momen plastis yang sudah dicapai, dengan adanya sendi plastis ini maka struktur berubah dari struktur statis tak tentu menjadi struktur statis tertentu. Perlu diperhatikan, setelah terjadi sendi plastis ini, maka struktur akan kehilangan kekakuannya, dilihat dari diagram  $q-\delta$  yaitu garis 2 lebih mendatar dibandingkan garis 1.

### Keadaan III

Jika beban merata ( $q$ ) dinaikkan lagi, terjadi sendi plastis di lapangan, sehingga membentuk mekanisme keruntuhan. Adanya sendi plastis tumpuan dan lapangan ini menghabiskan sisa kekakuan yang masih ada, sehingga tanpa ditambah beban struktur akan runtuh dengan sendirinya.



Gambar 2.12 Keruntuhan Plastis Batang Tunggal

Berdasar keadaan I, II, III dapat disimpulkan bahwa setelah terjadi sendi plastis, pada tumpuan terjadi redistribusi momen, yaitu karena tumpuan-tumpuan tidak mampu menahan momen-momen lentur yang lebih besar lagi, maka momen lentur tersebut disalurkan ke lapangan, sehingga di lapangan juga terjadi sendi plastis.

Ada 4 kemungkinan sendi plastis dan besarnya kapasitas plastis dalam link EBF, sebagai berikut:

1. *Single Plastic Moment Hinges*, mempunyai kapasitas momen plastis penuh dari balok, terjadi pada sambungan-sambungan kolom pada balok yang panjang, seperti pada *Moment Resisting Frame*.
2. *Single Plastic Shear Hinges*, mempunyai kapasitas momen plastis yang disebabkan oleh gaya gesernya, terjadi pada sambungan-sambungan balok kolom pada balok yang pendek, kapasitasnya mendekati atau sama dengan  $M_p^*$ .
3. *Plastic Moment Hinges*, mempunyai kapasitas plastis antara  $M_p^*$  dan  $M_p$  tergantung pada panjang link. Jika momen ujung mendekati  $M_p^*$ , maka akan terjadi *Moment Hinge*.
4. *Plastic Shear Hinges*, mempunyai kapasitas momen ujung plastis  $< M_p^*$ . Ini adalah sistem pelelehan karena geser, karena terbentuknya *Shear Hinge*.

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_p^* = F_y (h-t_s) (b_s-t_b) t_s$$

$$V_p^* = \tau_y (h-t_s) t_b \quad \text{dimana } \tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

### 2.2.3. Perilaku pada Pembebanan Berulang

Penampang melintang diasumsikan menjadi lapisan - lapisan bahan, titik A sampai F merupakan lapisan-lapisan sepanjang ketinggian potongan melintang penampang yang dibebani dengan momen yang lebih besar dari  $M_y$  (*initial moment*), tetapi lebih kecil dari momen plastis ( $M_p$ ).

#### *Keadaan A*

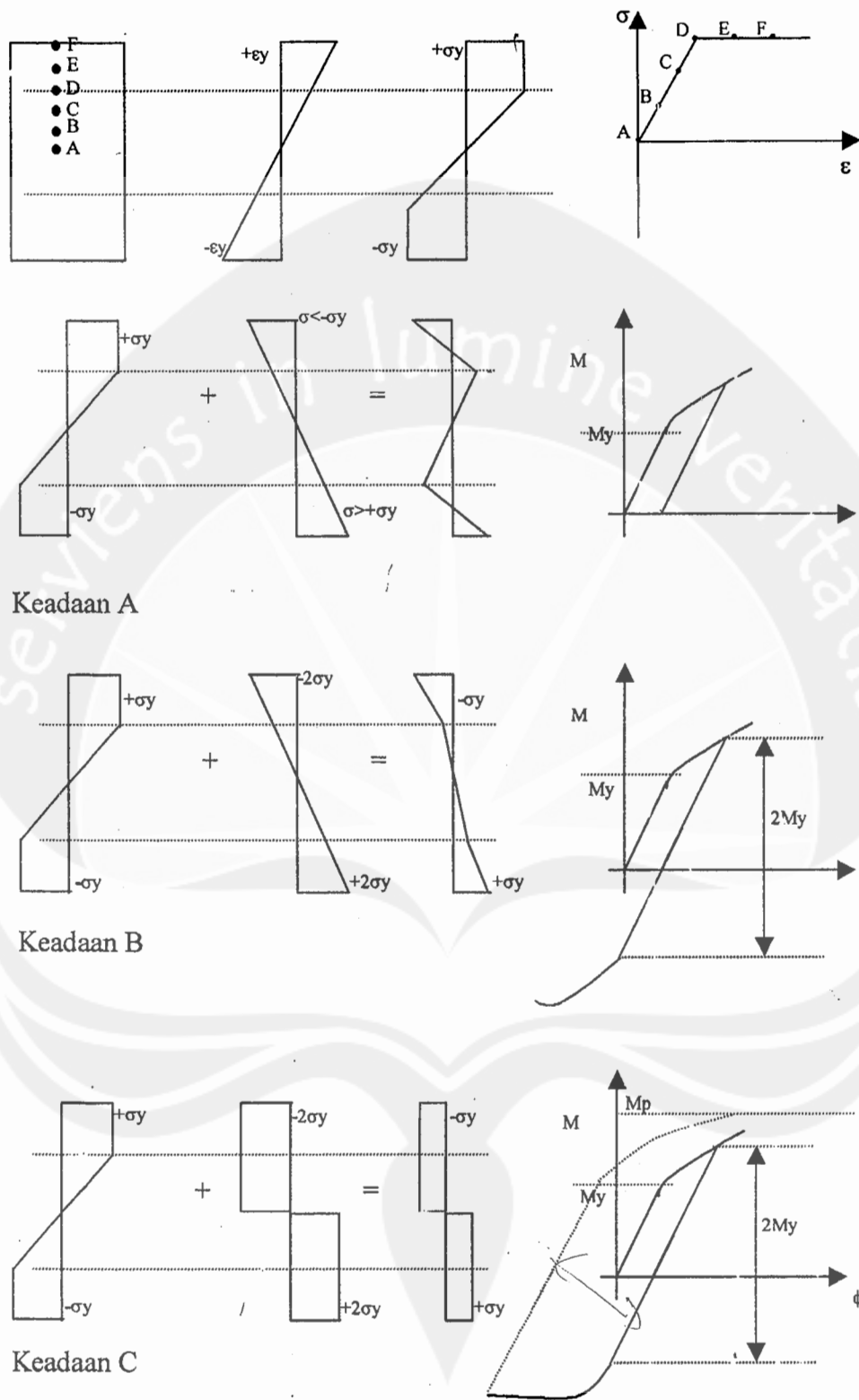
Saat beban momen dilepaskan, penampang melintang menjadi tak terbebani dan seluruh lapisan menjadi tak terbebani secara elastis. Saat penghilangan beban, lapisan akan tetap elastis selama tegangannya tidak mencapai level leleh yang berlawanan ( $-\sigma_y$ ).

#### *Keadaan B*

Walaupun beban luar telah dilepas, diagram tegangan sisa internal telah terbentuk. Untuk penampang melintang yang pembebanan pertama kali diberi tegangan lebih dari  $M_y$ , dapat dikembalikan secara elastis dengan beban momen sebesar  $2 M_y$  tanpa mengalami tegangan yang besarnya melebihi kemampuan luluhnya. Penampang dapat dibebani dengan beban berulang sampai sebesar  $2 M_y$  tanpa mengalami plastifikasi yang baru, hal ini sama dengan mempunyai daerah elastis baru dengan kemampuan elastis yang lebih besar.

#### *Keadaan C*

Dengan semakin besar beban luar akan menyebabkan keluluhan yang baru, sehingga pada akhirnya akan tercapai keluluhan karena momen maksimal ( $M_p$ ). Prosedur pembebanan secara *cyclic* dilanjutkan, sehingga akan diperoleh kurva histeresis pada diagram  $M-\phi$ .



(a) Plastifikasi Penampang

(b) Diagram M- $\phi$

Gambar 2.13 Perilaku Plastis Penampang Melintang karena Beban Berulang

Aplikasi utama dari konsep analisis plastis adalah untuk merencanakan struktur tahan gempa, oleh karena itu penting untuk mengetahui efek pembebanan *cyclic* terhadap plastifikasi pada sebagian atau keseluruhan penampang melintang batang, dimana kunci untuk memahami perilaku inelastis bahan adalah dengan menganggap batang tersusun dari lapisan-lapisan material. Seluruh lapisan menggunakan bahan yang sama, tetapi dengan regangan yang berbeda. Bahan yang dibebani secara siklis akan mengalami *softening* dan *hardening*, *softening* jika tegangan yang terjadi pada siklus mengalami penurunan, dan jika tegangan yang terjadi pada siklus mengalami peningkatan disebut *hardening*.

### 2.3. Desain Daktail

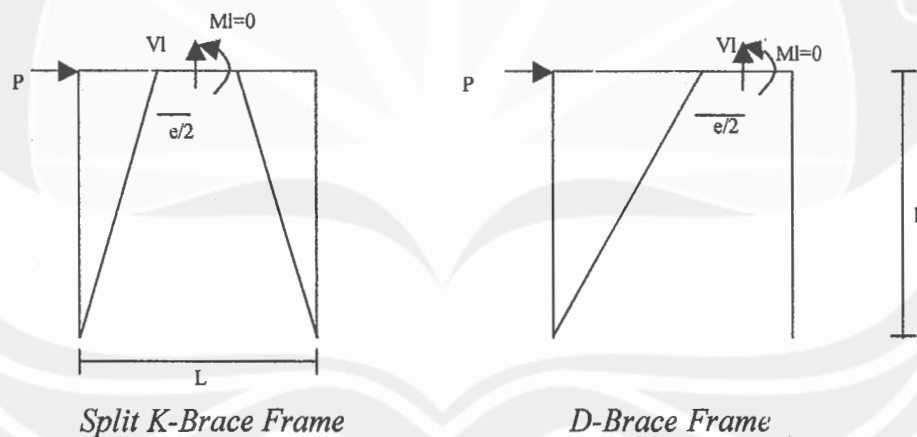
Kunci yang membedakan sebuah *Eccentric Brace Frame* terhadap struktur penahan gempa yang lain adalah minimal terdapat sebuah ujung dari tiap pengaku (*brace*) yang disambung pada balok sehingga membatasi balok tersebut, yang biasa disebut link, dimana sifat utama yang penting dari link adalah daktilitasnya. Konsep desain EBF adalah membatasi aksi inelastis ke dalam link, dan mendesain *frame* di luar link untuk mendukung gaya maksimum yang dapat disalurkan oleh link. Desain dengan strategi ini harus bisa memastikan bahwa link berlaku secara daktail dalam mendisipasi beban gempa dan menjaga ketahanan *frame* di sekitarnya. Komponen lain dalam frame kemudian didesain terhadap gaya yang menimbulkan terjadinya keluluan pada balok link dan *strain hardened link*. Keseluruhan komponen didesain terhadap kapasitas link. Kunci keberhasilan desain EBF adalah kapasitas deformasi dari link, dimana link harus

didesain dan didetail secara tepat agar mencapai deformasi plastis yang lebih besar. Untuk persiapan desain, dapat diperkirakan terlebih dulu besarnya gaya geser yang akan muncul pada link, sehubungan dengan besarnya gaya lateral yang diberikan dan ukuran frame EBF sendiri.

Untuk *Split K-Brace Frame*, dengan mengasumsikan momen ditengah-tengah link adalah nol, gaya geser pada link dapat diestimasikan sebagai berikut:

$$V_l = \frac{P \cdot h}{L}, \text{ sedang untuk } D\text{-Brace Frame estimasi gaya geser link adalah:}$$

$$V_l = \frac{P \cdot h}{\left(L - \frac{e}{2}\right)}$$



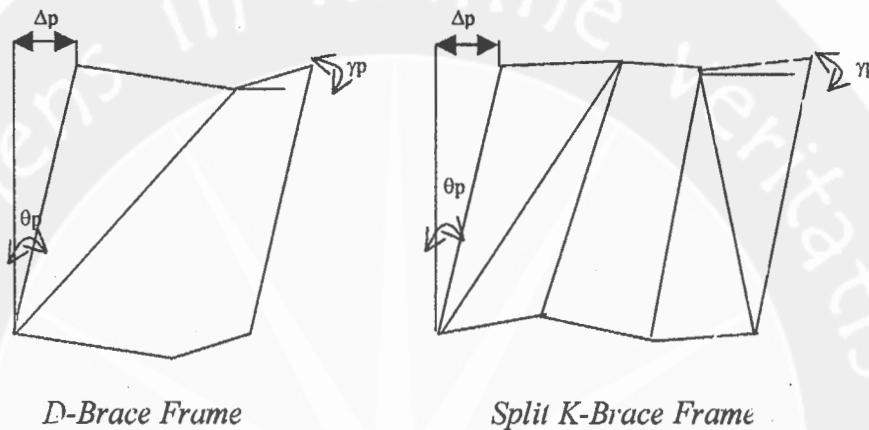
Gambar 2.14. Komponen Aksi dalam EBF

Konfigurasi EBF yang umum digunakan dapat dilihat dalam *Gambar 2.1*, kebanyakan link diletakkan hanya pada satu ujung pengaku. Umumnya pada penyusunan frame, komponen gaya horisontal pada *brace* harus ditahan sebagai gaya aksial dalam bagian balok di luar link. Untuk menghindari kelebihan gaya aksial dalam bagian balok ini, sudut yang kecil antara brace terhadap balok harus dihindari, sudut minimum antara *eccentric brace* terhadap balok adalah 35 derajat.



### 2.3.1. Kinematika EBF

Hubungan antara perpindahan plastis lantai ( $\Delta_p$ ) dan *link rotation* ( $\gamma_p$ ) secara sederhana dapat diperoleh. Frame di luar link diasumsikan kaku, karena diketahui bahwa deformasi elastis frame di luar link adalah kecil dibandingkan deformasi plastisnya.



*D-Brace Frame*

*Split K-Brace Frame*

Gambar 2.15 Hubungan Pergeseran Frame dan Rotasi Link

Untuk *Split K-Brace Frame* dan *D-Brace Frame*, hubungan pergeseran frame dan rotasi link adalah:

$$\Delta_p = \frac{\gamma_p \cdot e \cdot h}{L}$$

dimana  $\Delta_p$  = pergeseran plastis lantai

$e$  = panjang link

$h$  = ketinggian lantai

$L$  = jarak kol.m ke kolom

$\gamma_p$  = sudut rotasi link

$\theta_p$  = sudut pergeseran plastis lantai

### 2.3.2. Perilaku Link dan Panjang Link

Panjang dan geometri link akan menentukan perilaku frame, link pendek akan cenderung luluh karena gaya gesernya, sedang link panjang cenderung luluh karena momennya. Link dalam EBF didesain untuk beraksi secara daktail saat terjadi gempa dan mendisipasi sebanyak mungkin energi yang masuk ke dalam bangunan. Karena link didesain untuk melindungi bagian portal yang lain dari kelebihan beban dengan membatasi gaya maksimum yang dapat diterima EBF, maka kunci perencanaan sebuah EBF adalah pemahaman dari perilaku inelastis link. Faktor kritis yang mempengaruhi kelakuan inelastis link adalah panjangnya, dimana panjang link mengontrol mekanisme keluluan dan ragam kegagalan ultimit. Link didesain untuk dikenai beban geser yang besar, momen ujung yang besar dan gaya aksial yang rendah. Untuk link yang sangat pendek, gaya geser link mencapai kapasitas geser plastis sebelum momen mencapai kapasitas plastis momen, sehingga link leleh dalam geser dan membentuk sendi geser, sedang pada link panjang, momen ujung akan tercapai, sehingga link leleh karena momennya dan membentuk *moment hinge* sebelum terjadi kelelahan geser. Persamaan berikut dapat digunakan untuk klasifikasi panjang link:

$$\text{Shear Link:} \quad e \leq \frac{1,6.M_p}{V_p}$$

$$\text{Intermediat Link} \quad \frac{1,6.M_p}{V_p} < e < \frac{2,5.M_p}{V_p}$$

$$\text{Moment Link} \quad e \geq \frac{2,5.M_p}{V_p}$$

Kolom, balok di luar link, dan *brace* dirancang agar tetap elastis pada saat terjadi gempa dimana kekuatan geser nominal maksimum link diambil sebesar :

$$\text{Untuk } e < \frac{2Mp}{Vp} \quad V_y = V_p$$

$$\text{Untuk } e \geq \frac{2Mp}{Vp} \quad V_y = \frac{2Mp}{e}$$

### 2.3.3. Konsep Desain Kapasitas Pada Link

Tujuan utama perencanaan daktail adalah agar struktur EBF dalam mendisipasi energi gempa yang terjadi, menimbulkan respon inelastis hanya pada elemen balok link saja; sedang pada *bracing*, kolom, dan bagian balok diluar link didesain untuk tetap memberikan respon elastis. Tujuan ini dapat diwujudkan jika dengan secara tepat diterapkan prosedur desain kapasitas, dengan gaya maksimum link sebagai dasar perencanaan.

Berikut definisi mengenai kekuatan dan faktor pengali terhadap kekuatan tersebut.

1. Kekuatan Ultimit (*Ultimate Strength*): kekuatan minimal yang diperlukan agar batang atau struktur mampu menahan gaya yang terjadi karena beban luar terfaktor.

$$Su = \gamma_d \cdot Sd + \gamma_l \cdot Sl + \gamma_e \cdot SE \quad \text{dimana } \gamma \text{ adalah faktor beban.}$$

2. Kekuatan Nominal (*Nominal Strength*)

Kekuatan nominal biasanya digunakan untuk menentukan ukuran elemen yang digunakan untuk menahan beban terfaktor.

$$\phi \cdot Si \geq Su$$

$\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan yang besarnya kurang dari satu.

- 3 Kekuatan Aktual (*Over Strength*)

Kekuatan aktual adalah kekuatan yang benar-benar dimiliki oleh batang atau struktur, dimana kekuatan aktual lebih besar dibandingkan kekuatan nominal.

$$S_o = \lambda \cdot S_i$$

$\lambda$  adalah faktor perbesaran kekuatan ( $\lambda > 1$ ), karena adanya *strain hardening*.

#### 4. Kekuatan Mungkin (*Probable Strength*)

$$S_p = \phi_p \cdot S_i \quad \text{dimana } \phi_p > 1.$$

Kekuatan maksimum dari link dapat melebihi kekuatan nominal yang diberikan di atas karena:

1. Strain hardening bahan
2. Kekuatan aktual bahan melebihi kekuatan nominal yang diperhitungkan.
3. Pengaruh sistem rantai komposit.

Kombinasi dari 1 dan 2, dapat menghasilkan kekuatan maksimum link sebesar 200% terhadap kekuatan nominal yang diberikan di atas, sedang pengaruh sistem rantai komposit dapat meningkatkan kekuatan maksimum link sebesar 50%.

Dalam desain kapasitas link, gaya yang mampu disalurkan oleh link harus diperhitungkan sebagai kekuatan yang benar-benar mampu ditahan dan disalurkan oleh link ke elemen struktur yang lain, sehingga bila gaya yang diperkirakan telah terlampaui, maka link akan segera berperilaku inelastis. Oleh karena itu perkiraan kekuatan maksimal link untuk perencanaan daktail, sudah harus memperhitungkan faktor-faktor yang akan menimbulkan kekuatan tambahan tersebut. Sebagai contoh, suatu link dengan pembebanan seperti pada *Gambar 3.2.b*, maka gaya geser aktual dan momen aktual yang mampu didistribusikan oleh link adalah:

Faktor pembesaran gaya  $\lambda=2$  (pengaruh *strain hardening* dan kekuatan aktual bahan yang melebihi kekuatan nominal yang diperhitungkan mencapai 200%).

Faktor reduksi terhadap kapasitas geser,  $\phi_V = 0,6$ .

Faktor reduksi terhadap kapasitas momen,  $\phi_M = 0,9$

1. Gaya geser aktual.

$$V_o = \lambda \cdot V_i = \lambda \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_o = 2 \cdot \frac{V_u}{0,6} = 3,33 V_u.$$

Kekuatan aktual link dalam menyalurkan gaya geser adalah sebesar 3,33  $V_u$ .

Kekuatan geser aktual ini lebih besar daripada kekuatan geser nominal, bila

dinyatakan sebagai kekuatan nominal:  $\beta_V V_p$ , dimana  $\beta_V = \frac{3,33 \cdot V_u}{V_p}$ .

2. Momen aktual

$$M_o = \lambda \cdot M_i = \lambda \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_o = 2 \cdot \frac{M_u}{0,9} = 2,22 M_u.$$

Kekuatan aktual link dalam menyalurkan momen adalah sebesar 2,22  $M_u$ .

Kekuatan momen aktual ini lebih besar daripada kekuatan momen nominal,

bila dinyatakan sebagai kekuatan nominal:  $\beta_M M_p$ , dimana  $\beta_M = \frac{2,22 \cdot M_u}{M_p}$ .

#### 2.3.4. Desain Frame di luar Link

Tujuan utama desain EBF adalah untuk memasukkan dan mendisipasi sebanyak mungkin energi gempa yang masuk ke dalam link. Gaya geser dan momen yang ditimbulkan oleh link akan menghasilkan gaya aksial dan momen pada *bracing* dan bagian balok diluar link. Untuk mencapai tujuan desain, bagian

balok dan *eccentric brace* harus didesain agar tetap elastis terhadap gaya maksimum yang mampu ditahan dan disalurkan oleh link, dimana estimasi gaya-gaya maksimum dari link harus mengakomodasi sumber-sumber *overstrength* link, yaitu efek slab, komposit, peningkatan kemampuan luluh bahan, dan *strain hardening*. Peraturan LRFD (*Load Resistance and Factor Design*) menyatakan bahwa kemampuan balok di luar link terhadap geser, aksial, dan momen harus mampu menahan gaya sebesar 125 % dari kekuatan nominal link. *Eccentric brace* dan bagian balok diluar link harus dicek sebagai balok-kolom; dengan menggunakan faktor kekuatan 125 % terhadap kekuatan nominal link, kebutuhan kekuatan dari *eccentric brace* dan balok diluar link dapat diambil sebagai gaya yang diperoleh dari gaya geser dan momen ujung link:

$$\begin{aligned} \text{Untuk } e \leq \frac{2.M_p}{V_p} \quad & \text{gaya geser link} &= 1,25 V_p \\ & \text{momen ujung link} &= e (1,25 M_p) / e \\ \text{Untuk } e \geq \frac{2.M_p}{V_p} \quad & \text{gaya geser link} &= 2 (1,25 M_p) / e \\ & \text{momen ujung link} &= 1,25 M_p \end{aligned}$$

Untuk link pada struktur EBF dengan link menempel kolom, yang mempunyai panjang link kurang dari  $1,3 M_p/V_p$  dapat digunakan:

$$\begin{aligned} \text{gaya geser link} &= 1,25 V_p \\ \text{(pada kolom) momen ujung} &= 0,8 M_p \\ \text{(pada ujung brace) momen ujung} &= e (1,25 V_p) - 0,8 M_p \end{aligned}$$

Desain kombinasi gaya aksial dan momen untuk eksentris brace dan balok di luar link, harus melebihi gaya aksial dan momen 1,25 kali terhadap kekuatan geser nominal link.

Estimasi kekuatan maksimum link di atas, belum memperhitungkan faktor-faktor *overstrength* link yang akan menyebabkan peningkatan gaya yang mampu ditahan link. Bila pengaruh *overstrength* ini diperhitungkan, maka gaya geser dan momen pada ujung link yang harus mampu ditahan kolom, *bracing*, dan balok diluar link adalah sebagai berikut:

Untuk $e \leq \frac{2.M_p}{V_p}$	gaya geser link	= 1,25 ( $\beta_v V_p$ )
	momen ujung link	= $e (1,25 \beta_M M_p) / e$
Untuk $e \geq \frac{2.M_p}{V_p}$	gaya geser link	= 2 (1,25 $\beta_M M_p$ ) / e
	momen ujung link	= 1,25 $\beta_M M_p$

Untuk link pada struktur EBF dengan link menempel kolom, yang mempunyai panjang link kurang dari 1,3  $M_p/V_p$  digunakan:

gaya geser link		= 1,25 $\beta_v V_p$
(pada kolom) momen ujung		= 0,8 $\beta_M M_p$
(pada ujung brace) momen ujung		= $e (1,25 \beta_v V_p) - 0,8 \beta_M M_p$

Empat pilihan dan kombinasi yang disarankan untuk menyesuaikan desain terhadap kebutuhan, sebagai berikut :

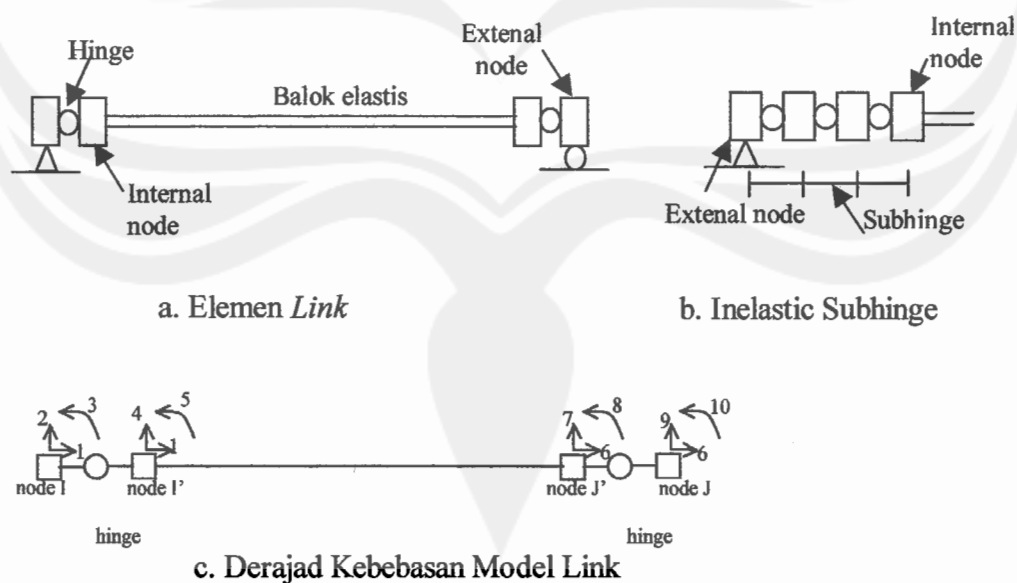
1. pilih ukuran balok baru dengan nilai  $V_p$  yang sama, tetapi memiliki nilai  $M_p$  yang lebih besar,

2. kurangi panjang link, sehingga sama dengan mengurangi besarnya momen ujung link, untuk  $V_p$  yang diberikan,
3. mengganti sambungan ujung *brace-link* yang bersifat jepit dengan *moment connection*, sehingga menarik sebagian momen ujung link ke dalam *bracing*,
4. mendetail sambungan *bracing* terhadap link, sehingga garis pusat *brace* dan link berpotongan di dalam link, memasukkan momen dengan arah berlawanan ke dalam momen ujung link.

## 2.4. Analisis Daktilitas

### 2.4.1. Model Elemen *Link*

Untuk menganalisis daktilitas suatu struktur melalui grafik *hysteresis loop*, maka dilakukan pemodelan terhadap link EBF sehingga dapat diperkirakan perilaku link terhadap beban *cyclic* yang diberikan.



Gambar 2.16 Model Elemen *Link*

(Sumber: *Journal of Structural Engineering*, Vol.120, February 1994)

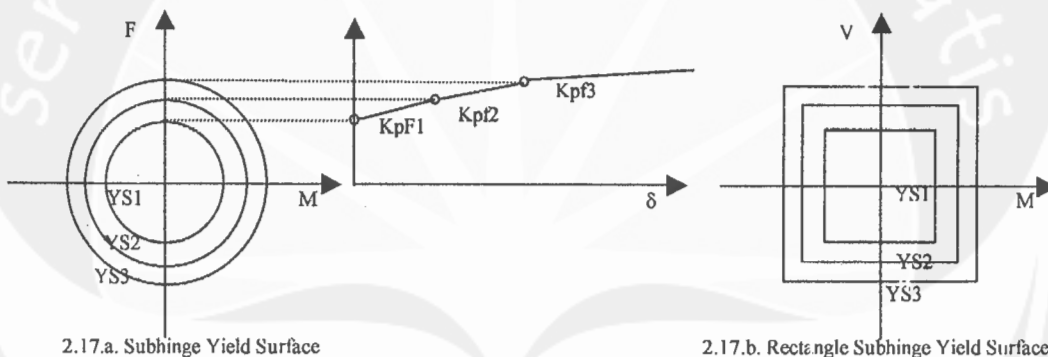


Setiap sendi memiliki 3 *subhinge*, dimana deformasi plastis terkonsentrasi. Panjang elemen dari I' sampai dengan J' adalah sama dengan panjang elemen link. Sendi momen terjadi pada ujung link, sedang sendi geser yang terjadi di sepanjang badan profil dibatasi agar terjadi pada *external* dan *internal node*, sehingga perilaku inelastis link diasumsikan terkonsentrasi pada ujung-ujungnya, dengan sebagian panjang link tetap elastis. Idris Ricles dan Popov untuk membagi setiap *hinge* pada ujung link menjadi beberapa *subhinge*, dimana setiap *subhinge* mampu mengembangkan deformasi geser dan momen, digunakan dalam penodelan ini. *Subhinge* diwujudkan dengan membuat hubungan elemen rotasional dan translasional yang secara sederhana menggunakan *spring* (pegas), dimana setiap elemen pegas mewakili adanya 2 derajat kebebasan. Deformasi didefinisikan sebagai rotasi dan translasi pada batang di antara *eksternal* dan *internal nodes*, dimana pada *eksternal* dan *internal nodes* dipasang pegas rotasi untuk memodelkan *plastic moment hinge* di ujung batang, juga untuk sendi geser yang terjadi sepanjang *web* profil link, dimodelkan dengan pegas translasi yang beraksi sesuai arah gaya geser pada kedua ujung link.

Penurunan kekakuan elemen terjadi karena aksi gaya geser dan momen yang menyebabkan keruntuhan pada sendi. Setiap *subhinge* memiliki hubungan aksi-deformasi yang bersifat *rigid plastic*. Sebuah *yield surface* didefinisikan oleh setiap *subhinge*, dimana *yield surface* untuk setiap *subhinge* disusun dalam perilaku yang berurutan, seperti pada *Gambar 2.17.a*. Penelitian sebelumnya mengindikasikan bahwa keluluhan geser pada link pendek tidak secara signifikan dipengaruhi oleh momen tekuk. Hal ini berhubungan dengan dominasi gaya geser

dan penyebaran plastisitas yang cepat pada keseluruhan badan, sehingga untuk link pendek yang luluh karena gaya geser, Hodge (1959) dan Neal (1961) menyarankan lebih tepat bila *yield surface* berbentuk kotak, seperti pada *Gambar 2.17.b*.

Teori Mroz tentang keluluhan logam, digunakan untuk menentukan hubungan aksi-deformasi dari pelelehan *subhinge* dalam bentuk *tangent flexibility subhinge matrix*,  $\{p^i\}$ . *Hinge tangent flexibility matrix* ( $\{p^I\}$  dan  $\{p^J\}$ ) diperoleh dengan menjumlah fleksibilitas dari subhinge- subhinganya.



2.17. Yield Surface pada Subhinge  
(Sumber: *Journal of Structural Engineering, Vol.120, February 1994*)

$$\{p^I\} = \sum_{i=1}^3 f_{psi}^I \dots\dots\dots 2.4.1$$

$$\{p^J\} = \sum_{i=1}^3 f_{psi}^J \dots\dots\dots 2.4.2$$

Tangen matrik fleksibilitas dari batang didapat dengan menambahkan  $\{p^I\}$  dan  $\{p^J\}$  terhadap matrik fleksibilitas  $\mathbf{F}e^I$  (matrik standar yang memuat deformasi geser maupun *flexure*), dengan didapat  $\mathbf{F}t$ , maka dapat diperoleh tangen matrik kekakuan batang  $\mathbf{K}t$  dengan menginvers  $\mathbf{F}t$ . Meninjau sebuah sendi,  $\{p^i\}$

menghubungkan peningkatan gaya pada subhinge  $dS$  terhadap peningkatan deformasi plastis  $dw_{psi}$ , dimana  $dw_{psi} = f_{psi} \cdot dS$ ..... 2.4.3

$dS = (dMz, dVy)$  adalah peningkatan gaya geser dan momen lentur. Untuk mendapatkan  $f_{psi}$ , digunakan 2 asumsi:

1. Terdapat fungsi luluh  $\phi(S, \alpha)$ , dimana  $S$  adalah vektor gaya  $(Mz, Vy)$  pada subhinge, dan  $\alpha$  adalah penentu letak asli dari *subhinge yield surface*, yang diambil berdasar *kinematic strain hardening*.
2. Terjadi dalil Drucker; dimana bidang luluh bersifat *convex* (asumsi terjadi kestabilan *work hardening* pada material), dengan peningkatan deformasi plastis  $dw_{psi}$  tegak lurus terhadap bidang luluh dan secara linier berhubungan terhadap kenaikan gaya.

$$dw_{psi} = n \cdot \lambda_I \dots\dots\dots 2.4.4$$

$$n = \frac{\partial \phi}{\partial S} ; \text{dimana } \partial \phi^T = (\partial \phi / \partial Mz, \partial \phi / \partial Vy) \dots\dots\dots 2.4.5$$

dimana  $\partial \phi$  adalah kemiringan sebelah luar, tegak lurus (normal) terhadap *yield surface* pada titik aksi  $S$ . Peningkatan aksi gaya ( $dSn$ ) secara linier berhubungan terhadap peningkatan deformasi plastis  $dw_{psi}$ .

$$dSn = K_{psi} \cdot dw_{psi} \dots\dots\dots 2.4.6$$

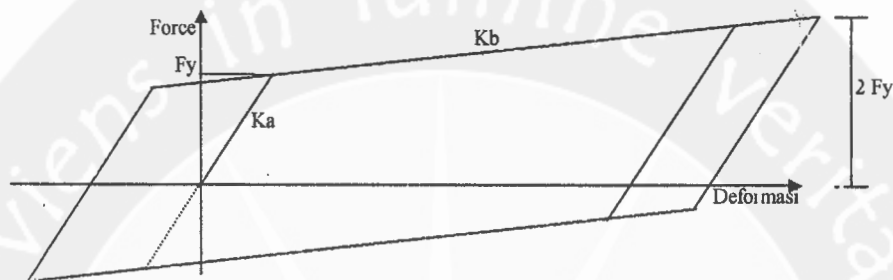
dimana  $dSn = n \cdot n^T \cdot dS$ ; sehingga substitusi persamaan 2.4.4 ke 2.4.6

$$\lambda_I = \frac{n^T \cdot dS}{n^T \cdot K_{psi} \cdot n} \dots\dots\dots 2.4.7$$

dengan mensubstitusikan persamaan 2.4.7 ke persamaan 2.4.4 dapat diperoleh matrik fleksibilitas yang dibutuhkan dalam perhitungan keluluhan subhinge, yaitu

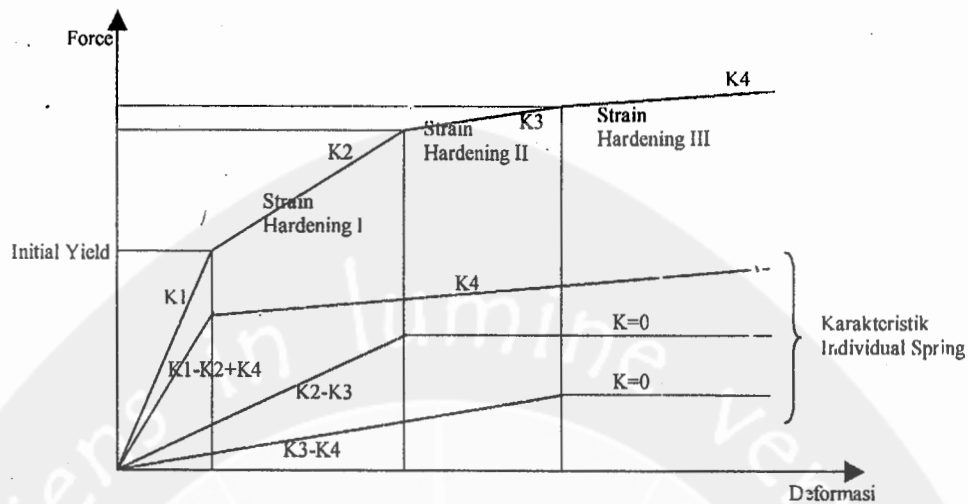
$$f_{psi} = \frac{n \cdot n^T}{n^T \cdot K_{psi} \cdot n} \dots \dots \dots 2.4.8$$

Elemen pegas yang digunakan untuk memodelkan sendi momen plastis dan sendi geser plastis diasumsikan memiliki hubungan aksi–deformasi yang bersifat bilinear, seperti pada *Gambar 2.18*.



Gambar 2.18. Perilaku Pegas Secara Umum

Perilaku setiap pegas dapat didefinisikan sebagai 3 parameter, *kekakuan elastis*  $Ka$ , *kekakuan strain-hardened*  $Kb$ , dan gaya geser atau momen pada saat luluh pertama kali (*initial yield*)  $Fy$  ( $Vy$  atau  $My$ ). Jika digunakan satu pegas saja untuk memodelkan sendi geser pada setiap ujung link, maka akan dihasilkan elemen link yang bilinear, karena tujuannya untuk mencapai perilaku multilinear maka digunakan minimal tiga pegas untuk geser dan tiga pegas untuk momen pada setiap ujung link. Perilaku multilinear didapat dengan menambahkan perilaku bilinear untuk translasi maupun rotasi pegas. Untuk mendapatkan model multilinear dengan kekakuan  $K1$ ,  $K2$ ,  $K3$ , dan  $K4$ , digunakan nilai kekakuan  $Ka$  dan  $Kb$  yang ditunjukkan setiap tiga pegas bilinear. Nilai  $Ka$  dan  $Kb$  untuk setiap pegas ditentukan dengan mengombinasikan kekakuan yang akan memberikan karakteristik sendi yang diinginkan, seperti terlihat pada *Gambar 2.19*.



Gambar 2.19 Perilaku Multilinear Hardening  
(Sumber: *Journal of Structural Engineering, Vol.121, November 1994*)

Dari penelitian-penelitian sebelumnya, diketahui bahwa *isotropic hardening* maupun *kinematic hardening* terjadi pada link yang leleh karena dominasi gaya geser. *Kinematic hardening* terjadi pada keluluhan saat dimulai penghilangan beban, sedang *isotropic hardening* terjadi pada keluluhan batang saat nilai keluluhan tercapai sebelum dilakukan penghilangan beban. Berdasarkan percobaan-percobaan terdahulu, maka disimpulkan bahwa keluluhan karena geser mengikuti aturan *isotropic hardening*, sedang keluluhan karena momen mengikuti aturan *kinematic hardening*.

Berdasar *Gambar 2.17* dan *Gambar 2.19*, dapat diketahui bahwa pada setiap pembebanan ulang akan menyebabkan penurunan kemampuan sendi dalam menahan gaya yang terjadi. Penurunan kemampuan sendi ini terutama disebabkan oleh penurunan kekakuan. Penurunan kekakuan elemen terjadi karena aksi gaya geser dan momen yang akan menyebabkan keruntuhan pada sendi, sehingga

berdasar pemodelan dapat diperoleh kekakuan elemen, baik terhadap gaya geser maupun terhadap momen.

Definisi kekakuan plastis  $K_p S_i$  untuk subhinge  $i$  karena adanya aksi  $S$  ( $V$  atau  $M$ ),

$$K_p S_i = \frac{K S_i \cdot K S(i+1)}{K S_i - K S(i+1)} \dots\dots\dots 2.4.9$$

$K S_i$  adalah kekakuan elemen terhadap gaya geser dan momen, sebelum keluluhan subhinge,  $K S(i+1)$  adalah kekakuan elemen terhadap gaya geser dan momen setelah keluluhan subhinge, sedang aksi  $S$  sebesar  $S_{y_i} \leq S < S_{y(i+1)}$ , sehingga seluruh subhinge luluh dengan kapasitas luluh kurang dari  $S_{y(i+1)}$ .

#### 2.4.2 Kalibrasi Model

Percobaan yang dilakukan oleh Ghobarah dan Ramadan (1994) dan Kasai dan Popov (1986), menyatakan bahwa kemampuan link untuk mengembangkan gaya geser yang lebih tinggi akan melemah dengan semakin banyaknya *cyclic loading*. Ketidak stabilan ini berbentuk tekuk badan pada pusat badan dan tekuk lokal sayap pada ujung link. Fungsi yang menyatakan pengembangan *yield surface* karena gaya geser, sebagai berikut:

$$V_{yx} = V_y + h \dots\dots\dots 2.4.10$$

dimana  $h = C_1 \cdot V_y (1 - \exp^{-\varepsilon})$

$\varepsilon = \sum_{time} [\text{absolut (akumulasi regangan positif)} + \text{absolut (akumulasi regangan negatif)}] C_2$

$V_{yx} = \text{gaya geser maksimum yang dapat dicapai link setelah teriaai aksi plastis yang besar.}$

$C1, C2$  = konstanta numeris, berdasar kesesuaian hasil pemodelan dan percobaan.

Nilai-nilai multilinear yang mempengaruhi terjadinya gaya geser-deformasi, dan momen tekuk-rotasi dapat dilihat pada Gambar 2.20 (Ghobarah dan Ramadan (1994)), yang dikalibrasi berdasar hasil pengujian. Hasil dari kalibrasi model ini untuk baja struktural dengan kapasitas 300 MPa.

1. Untuk geser (harga V) dan momen (harga M)

$$V_{y1} = V_y$$

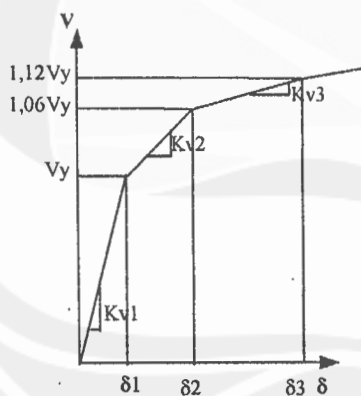
$$M_{y1} = M_y$$

$$V_{y2} = 1,06 V_y$$

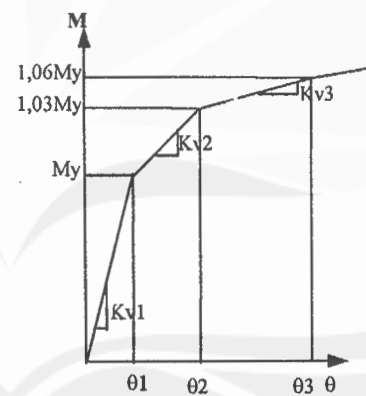
$$M_{y2} = 1,03 M_y$$

$$V_{y3} = 1,12 V_y$$

$$M_{y3} = 1,06 M_y$$



a. Geser-deformasi



b. Momen-rotasi

Gambar 2.20. Besar gaya untuk model Link multilinear

2. Harga  $K2$ ,  $K3$ , dan  $K4$  untuk geser dan momen dihitung secara relatif terhadap

$K1$  sebagai berikut:

$$K_{v2} = 0,03 K_{v1}$$

$$K_{M2} = 0,03 K_{M1}$$

$$K_{v3} = 0,015 K_{v1}$$

$$K_{M3} = 0,015 K_{M1}$$

$$K_{v4} = 0,002 K_{v1}$$

$$K_{M3} = 0,002 K_{M1}$$

dimana:  $K_{v1} = \frac{G.A_{web}}{e}$                        $K_{M1} = \frac{6.E.I}{e}$

$E$  = modulus young                       $I$  = momeni inersia

$G$  = modulus geser                       $e$  = panjang link

$A_{web}$  = luas badan profil link yang menahan geser.

3. Berdasar data penelitian,  $C1 = 0,8$  dan  $C2 = 10$  (untuk Persamaan 2.4.11)

Besarnya gaya yang bekerja pada saat keluluhan pertama (*initial yield*)

ditentukan:  $M_y = M_p = Z \cdot \sigma_y$

$$V_y = V_p = \tau_y(d - t_f)tw$$

dimana:  $M_p$  dan  $V_p$  adalah kapasitas plastis penampang link

$Z$  = modulus plastis

$d$  = kedalaman tampang link

$t_f$  = tebal sayap link

$tw$  = tebal badan link

$\sigma_y$  = tegangan luluh

$\tau_y$  = tegangan luluh geser =  $\left( \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \right)$

4. Berdasar Gambar 2.21 harga kekakuan setiap pegas bilinear,  $K_a$  dan  $K_b$  dapat

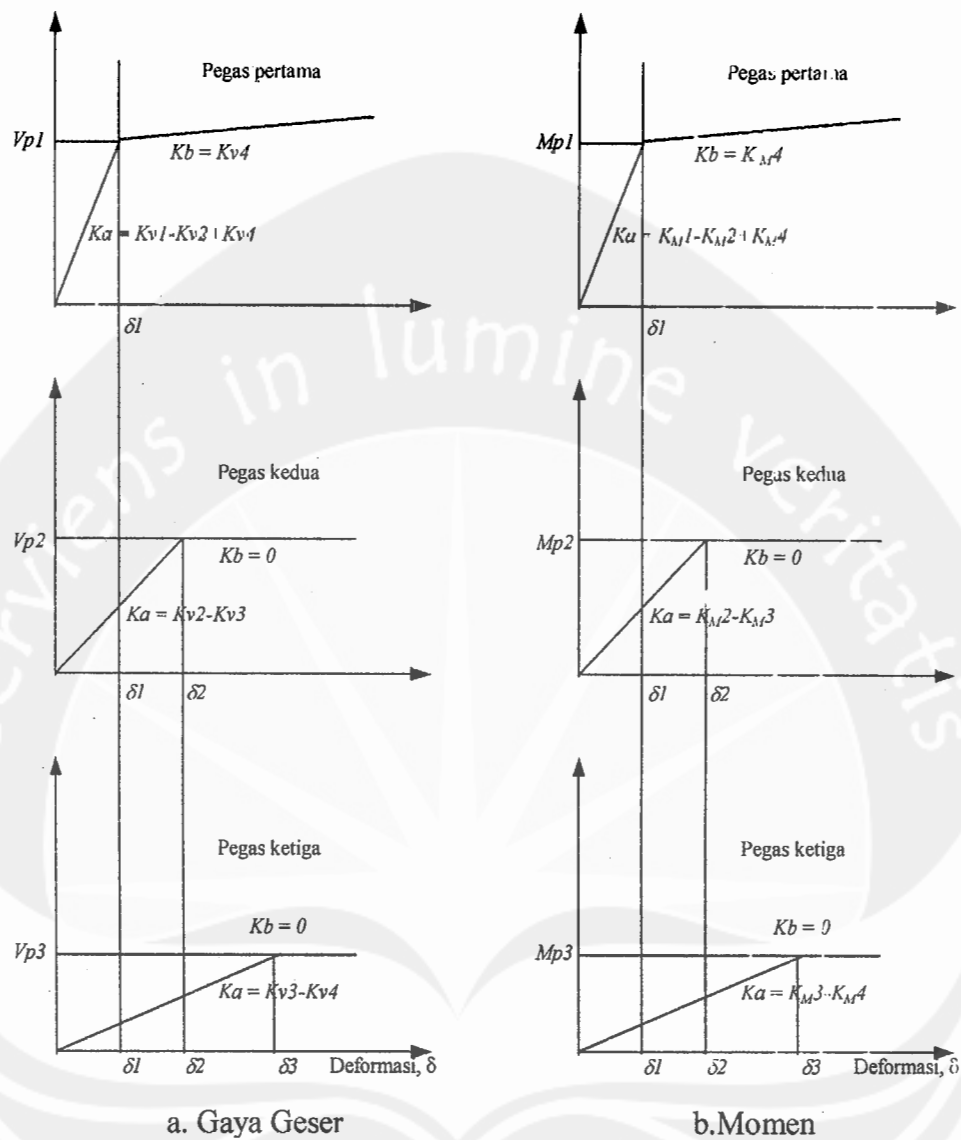
dihitung sebagai berikut:

Pegas pertama:  $K_a = K_{v1} - K_{v2} + K_{v4}$ ;  $K_b = K_{v4}$

Pegas kedua:  $K_a = K_{v2} - K_{v3}$ ;  $K_b = 0$

Pegas ketiga:  $K_a = K_{v3} - K_{v4}$ ;  $K_b = 0$





Gambar 2.21. Parameter Model Link Bilinear

Persamaan yang sama dapat diterapkan untuk *moment hinges*, dengan mengganti subskrip  $v$  dengan  $m$ .

#### 2.4.3 Daktilitas Perpindahan (*Displacement Ductility*)

Untuk memperkecil kerusakan besar dan memastikan kelangsungan bangunan dengan ketahanan yang besar terhadap gaya-gaya lateral, struktur harus mampu mendukung dan memberikan sebagian besar kekuatan struktur itu sendiri

(*initial strength*). Saat sebuah gaya gempa yang besar menyebabkan deformasi yang besar terhadap struktur tersebut, deformasi ini akan terjadi diluar kemampuan elastis struktur. Kemampuan struktur, komponen struktur, atau material yang digunakan untuk memberikan tahanan dalam respon inelastis, disebut daktilitas. Daktilitas merupakan kemampuan struktur, komponen struktur, atau material untuk menahan deformasi yang besar, dan juga menyatakan kapasitas penyerapan energi melalui perilaku histeresisnya.

Ukuran yang paling tepat untuk mengevaluasi baik besarnya daktilitas struktur karena gempa, maupun besarnya kemampuan struktur untuk mengembangkan daktilitas adalah perpindahannya (*displacement*), dimana daktilitas didefinisikan sebagai perbandingan dari total perpindahan terhadap perpindahan awal (*initial displacement*).

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta y} > 1 \quad \Delta = \Delta y + \Delta p$$

$\Delta y$  = perpindahan yang terjadi karena respon elastis

$\Delta p$  = perpindahan yang terjadi karena respon plastis

Notasi  $\Delta$  dan  $\Delta y$  dapat menyatakan regangan, rotasi maupun defleksi.