

## VARIABILITAS DAN KETIDAKTENTUAN DALAM PENENTUAN DAKTILITAS, DEFORMASI DAN KINERJA KOLOM BETON BERTULANG

Abdul Kadir

Staf Pengajar Fakultas Teknik, Jurusan Teknik Sipil Universitas Haluoleo

### ABSTRACT

*Column will deform when it receives earthquake loads, wind or a combination thereof. Influenced by the ability of deforms the material ductility and its interaction with other materials. In a performance-based approach to planning or displacement (Performance-based design / Displacement based design) deformation and ductility are the parameters that can be used as an indicator of the performance of the column. Efforts to determine the deformation field has been done by many researchers either deterministic approach (micro-macro model checkers) and the probabilistic approach. Determination of the deformation field in the plastic hinge models (macro model) involves defining the look, characteristics of materials (concrete and reinforcement), the value of the material boundary, curvature, and length of plastic hinge. The diversity of models and boundary value materials, materials curvature and length plastic hinge berkonsekwensi the variability and uncertainty in the determination of deformation, ductility and performance elements. This paper describes range / variety of material models, boundary value, curvature and plastic hinge length proposed by many researchers that have an impact on the variability and uncertainty in the determination of the value of ductility, deformation and performance elements.*

**Keywords:** Reinforced concrete, columns, variability models, ductility, deformation and performance of the column.

### ABSTRAK

Kolom akan mengalami deformasi ketika menerima beban gempa, angin atau kombinasinya. Kemampuan berdeformasi dipengaruhi oleh daktilitas bahan dan interaksinya terhadap bahan lainnya. Dalam pendekatan perencanaan berbasis kinerja atau perpindahan (*Performance based design/Displacement based design*) deformasi dan daktilitas adalah parameter-parameter yang dapat dijadikan sebagai indikator kinerja kolom. Upaya untuk menentukan deformasi kolom telah dilakukan oleh banyak peneliti baik dengan pendekatan deterministik (model makro dan mikro) maupun dengan pendekatan probabilistik. Penentuan deformasi kolom dalam model sendi plastis (model makro) melibatkan pendefinisian tampang, karakteristik bahan (beton dan tulangan), nilai batas bahan, kelengkungan, dan panjang sendi plastis. Beragamnya model dan nilai batas bahan, kelengkungan bahan dan panjang sendi plastis berkonsekwensi pada variabilitas dan ketidaktentuan dalam penentuan deformasi, daktilitas dan kinerja elemen. Tulisan ini memaparkan ragam/variasi model-model bahan, nilai batas, kelengkungan dan panjang sendi plastis yang dikemukakan oleh banyak peneliti yang berdampak pada variabilitas dan ketidaktentuan dalam penentuan nilai daktilitas, deformasi dan kinerja elemen.

**Kata kunci:** Beton bertulang, kolom, variabilitas model, daktilitas, deformasi dan kinerja kolom.

### PENDAHULUAN

Daktilitas dan deformasi merupakan salah satu indikator kinerja dalam pendekatan berbasis kinerja atau perpindahan. Pengetahuan mengenai parameter-parameter yang berpengaruh terhadap deformasi dan estimasinya akan menjadikan petunjuk awal dan warning bagi perencana agar dapat merencanakan elemen/kolom pada level kinerja yang dikehendaki. Upaya-upaya untuk memprediksi dan mengestimasi daktilitas dan deformasi telah banyak dilakukan banyak peneliti. Berbagai pendekatanpun telah dikemukakan baik pendekatan deterministik maupun pendekatan

probabilistik. Pendekatan deterministik dilakukan melalui metode makro (elemen hingga dan serat) dan metode mikro (model sendi plastis satu elemen). Pendekatan probabilistik dilakukan melalui metode statistik dari hasil-hasil uji. Estimasi deformasi kolom dengan pendekatan statistik telah dilakukan oleh Ferdin dan Biskinis (2003); dan Zhan dkk. (2007). Banyaknya ketidakpastian pada elemen baik ketidakpastian perilaku (bahan, model beban dan bentuk benda uji) maupun ketidakpastian pemodelan mengakibatkan beragamnya model-model dan perbedaan-perbedaan dalam merumuskan pengaruh atau kontribusi setiap

parameter dalam satu model. Beragamnya perilaku, model, maupun beragamnya pengaruh suatu parameter dalam suatu model berkonsekuensi pada variabilitas dan ketidaktentuan pada prediksi daktilitas, deformasi dan kinerja elemen.

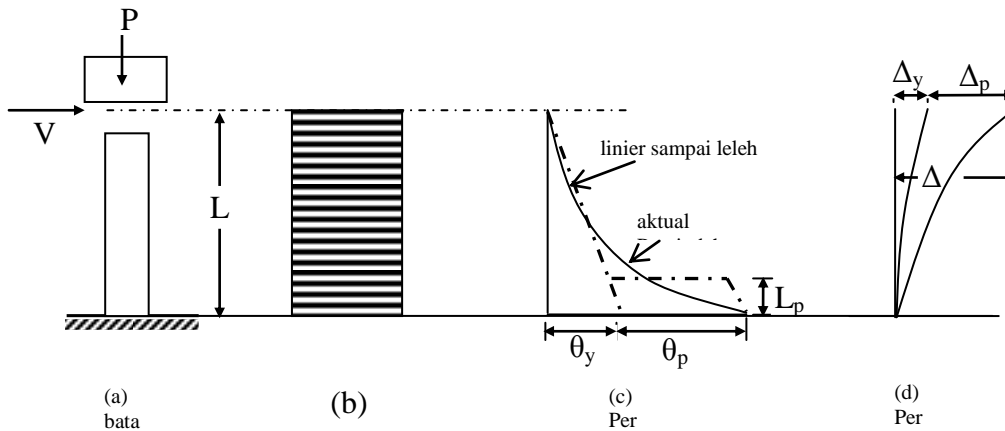
**LANDASAN TEORI**

**A. Model sendi plastis satu elemen.**

Prediksi deformasi pada model sendi plastis didasarkan pada hasil-hasil uji siklik (*quasi static*) kolom. Berbagai model dan kondisi batas benda uji kolom (Gambar 1) telah dikemukakan untuk

mensimulasikan dan merepresentasikan perilaku deformasi kolom.

Deformasi dan daktilitas kolom dapat diestimasi dengan mengidealisasikan distribusi kelengkungan menjadi kurva elastis dan plastis sebagaimana Gambar 1 dan 8. Jika kurva kelengkungan diidealisasikan menjadi segmen-segmen linier segitiga dan jajaran genjang (Gambar 1(c)) maka menurut Park dan Paulay (1975) deformasi kolom dan daktilitas dapat dihitung dengan persamaan (1) dan (2).

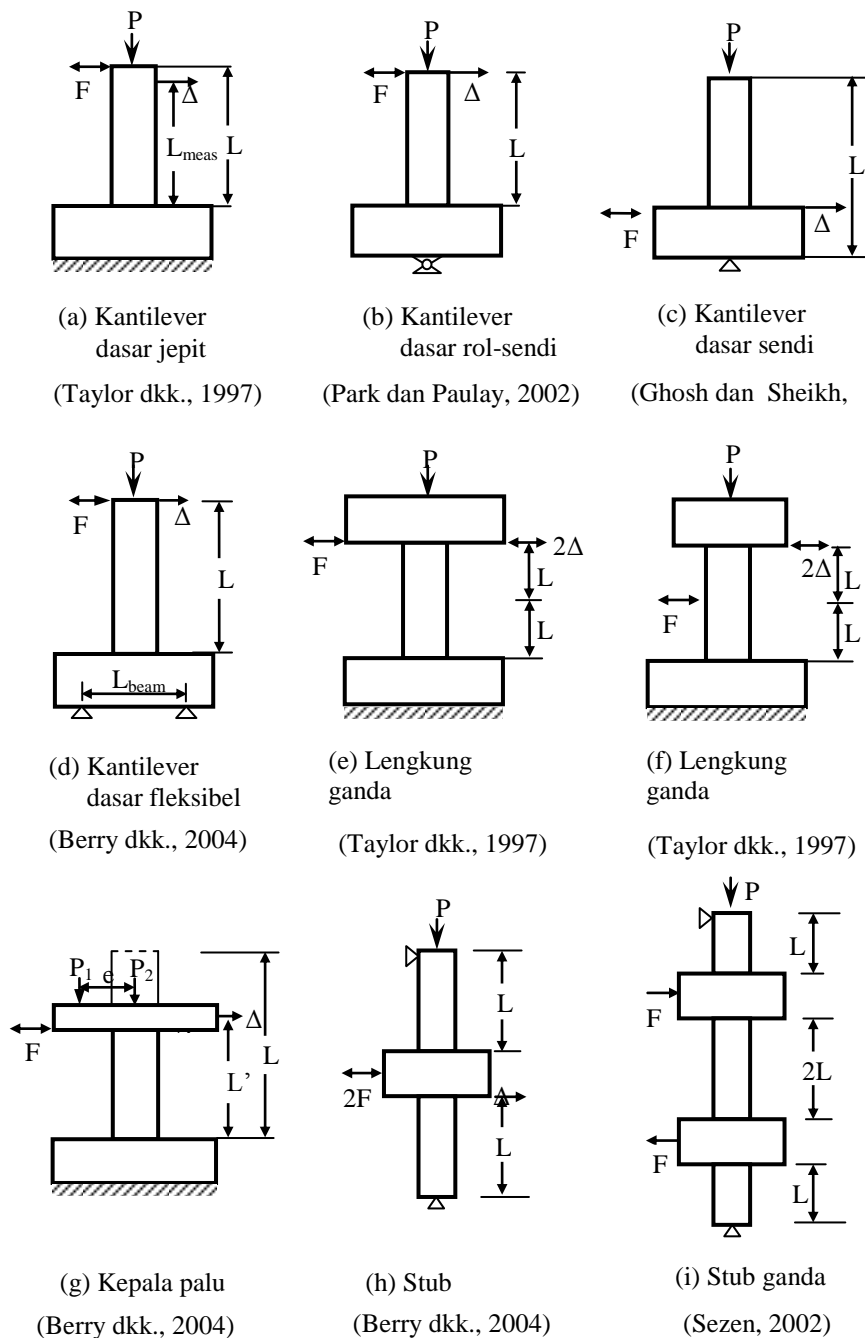


Gambar 1 (a) Kolom kantilever; (b) Distribusi momen; (c) Idealisasi distribusi kelengkungan; (d) Perpindahan (Paulay dan Priestley, 1992)

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\theta_y L}{2} \frac{2L}{3} + (\theta_u - \theta_y) L_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (1)$$

dimana  $\theta_y$  = rotasi leleh,  $\theta_p$  = rotasi plastis,  $L_p$  = panjang sendi plastis.

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left( 1 - \frac{L_p}{2} \right) \quad (2)$$

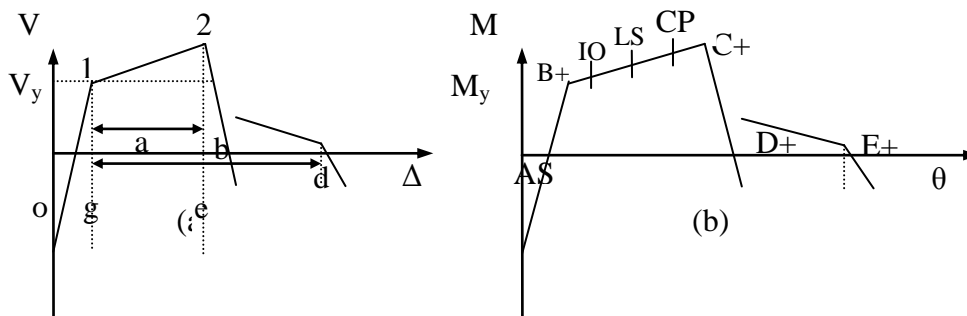


Gambar 2 Model-model dan kondisi batas pengujian kolom

### B. Kinerja elemen

Pendekatan perencanaan berbasis kinerja mulai dikenalkan sejak diterbitkannya dokumen Vision 2000 (SEAOC 1995) kemudian disusul dengan kemunculan dokumen ATC (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000), ASCE/SEI (2006). Level atau sasaran kinerja menurut Vision 2000 adalah: *Fully Functional*, *Operasional*, *Life safety*,

*Near Collapse* dan menurut tiga dokumen terakhir diatas adalah: *Operasional*, *Immediate occupancy*, *Live safety* dan *Collapse prevention*. Terdapat perbedaan pada dokumen-dokumen tersebut diatas dalam menentukan kriteria batas dan selang kinerja sebagaimana ditunjukkan dalam Gambar 3 dan Tabel 1.



Gambar 3 Grafik kriteria level kinerja dominasi lentur: (a) Gaya-perpindahan; (b) Momen-rotasi (FEMA 356, 2000).

Tabel 1 Level kriteria komponen (ATC 40, 1996)

Kolom		Parameter			Kriteria rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		
$\frac{P}{A_g f_c}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	Rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		Rasio kekuatan sisa	Tingkat kinerja		
		a	b		c	IO	LS
$\leq 0,1$	$\leq 3$	0,020	0,030	0,200	0,005	0,010	0,020
$\leq 0,1$	$\geq 6$	0,015	0,025	0,200	0,005	0,010	0,015
$\geq 0,4$	$\leq 3$	0,015	0,025	0,200	0,000	0,005	0,015
$\geq 0,4$	$\geq 6$	0,010	0,015	0,200	0,000	0,005	0,010

Tabel 2 Level kriteria komponen (FEMA 356, 2000)

Kolom		Parameter			Kriteria rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		
$\frac{P}{A_g f_c}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	Rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		Rasio kekuatan sisa	Tingkat kinerja		
		a	b		c	IO	LS
$\leq 0,1$	$\leq 3$	0,020	0,030	0,200	0,005	0,015	0,020
$\leq 0,1$	$\geq 6$	0,016	0,024	0,200	0,005	0,012	0,016
$\geq 0,4$	$\leq 3$	0,015	0,025	0,200	0,003	0,012	0,015
$\geq 0,4$	$\geq 6$	0,012	0,020	0,200	0,003	0,01	0,012

Tabel 3 Level kriteria komponen (ASCE/SEI, 2007)

Kolom		Parameter			Kriteria rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		
$\frac{P}{A_g f_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	Rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		Rasio kekuatan sisa	Tingkat kinerja		
		a	b		c	IO	LS
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	0,035	0,060	0,200	0,005	0,026	0,035
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	0,010	0,010	0,000	0,003	0,008	0,009
$\leq 0,1$	$= 0,002$	0,027	0,034	0,200	0,005	0,002	0,027
$\geq 0,6$	$= 0,002$	0,005	0,005	0,000	0,003	0,003	0,004

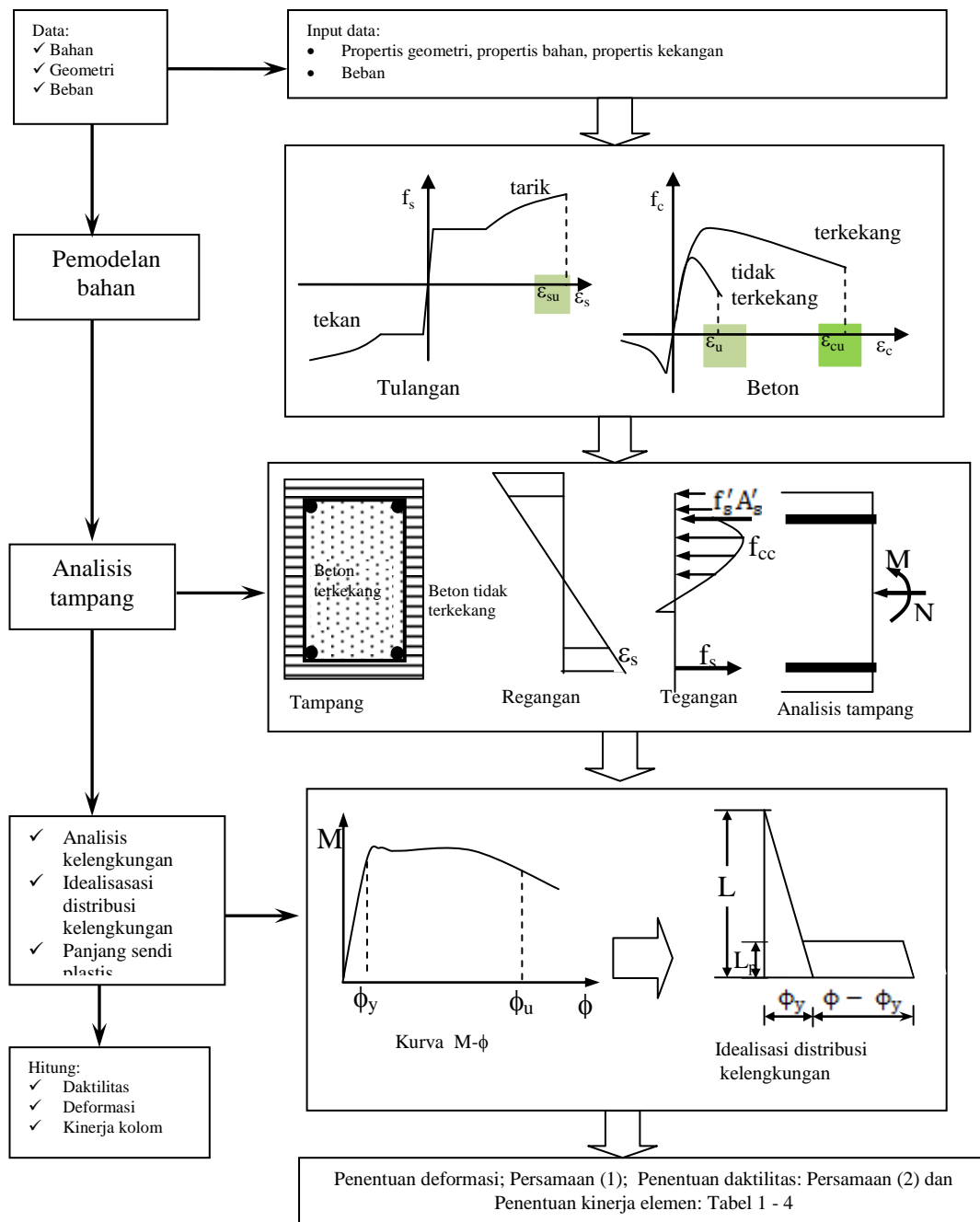
Tabel 4 Level kriteria komponen (ASCE/SEI, 2006) (Lanjutan)

Kolom			Parameter			Kriteria rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		
$\frac{P}{A_g f_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	Rotasi plastis $\theta_p$ (radian)		Rasio kuat sisa	Tingkat kinerja		
			a	b		c	IO	LS
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	$\leq 3$	0,032	0,060	0,200	0,005	0,024	0,032
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	$\geq 6$	0,025	0,060	0,200	0,005	0,019	0,025
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	$\leq 3$	0,010	0,010	0,200	0,003	0,008	0,009
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	$\geq 6$	0,008	0,008	0,200	0,003	0,006	0,007
$\leq 0,1$	$\leq 0,005$	$\leq 3$	0,012	0,012	0,000	0,005	0,009	0,010
$\leq 0,1$	$\leq 0,005$	$\geq 6$	0,006	0,006	0,000	0,004	0,005	0,005
$\geq 0,6$	$\leq 0,005$	$\leq 3$	0,004	0,004	0,000	0,003	0,003	0,003
$\geq 0,6$	$\leq 0,005$	$\geq 6$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

**C. Prosedur estimasi daktilitas dan deformasi kolom**

Prosedur dan tahapan penentuan daktilitas, deformasi dan kinerja elemen diilustrasikan dalam

Gambar 4 dibawah. Dengan skema prosedur tersebut dapat diidentifikasi tahapan dimana terjadinya variabilitas-variabilitas tersebut.



Gambar 4 Skema dan prosedur penentuan daktilitas, deformasi dan kinerja elemen

**D. Variabilitas dan ketidaktentuan elemen kolom**

Variabilitas dan ketidaktentuan dalam mengestimasi daktilitas, deformasi dan kinerja elemen meliputi: variabilitas pemodelan bahan dan nilai batasnya, variabilitas model distribusi kelengkungan dan nilai-nilai kelengkungan leleh dan ultimitasnya serta variabilitas dalam penentuan panjang sendi plastis.

**1. Variabilitas dalam pemodelan bahan dan nilai batasnya**

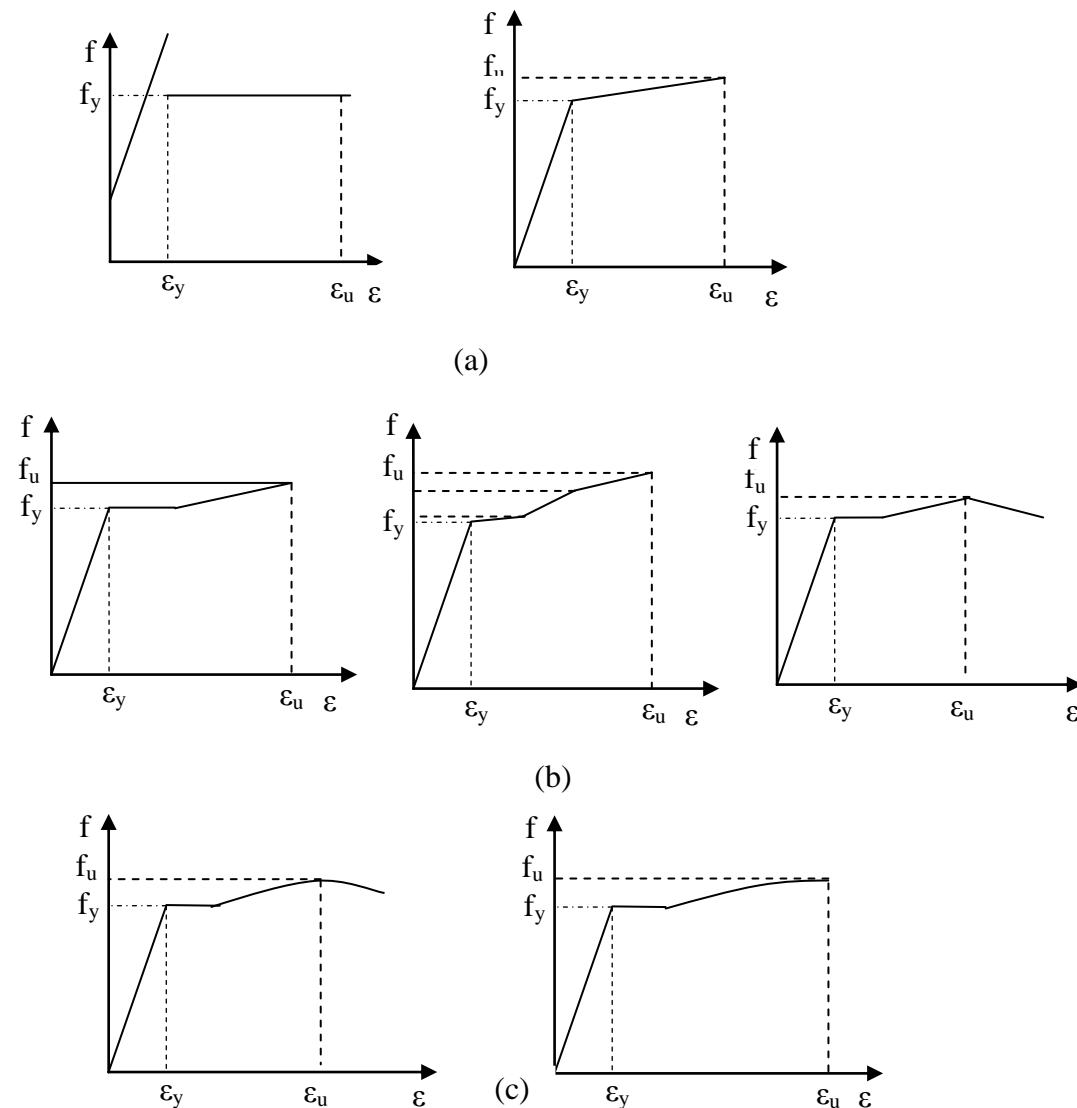
Karakteristik bahan umumnya diwakili oleh perilaku kurva tegangan-regangan bahan tersebut. Terdapat perbedaan karakteristik kurva tegangan-regangan baja maupun beton dalam keadaan tarik maupun tekan. Penentuan daktilitas, deformasi

mapun kinerja elemen dengan model sendi plastis, kurva tegangan-regangan bahan yang digunakan adalah kurva tegangan-regangan monotonik.

a. Pemodelan kurva tegangan-regangan tulangan dan nilai batasnya

1) Kurva tegangan-regangan tulangan dalam keadaan tarik.

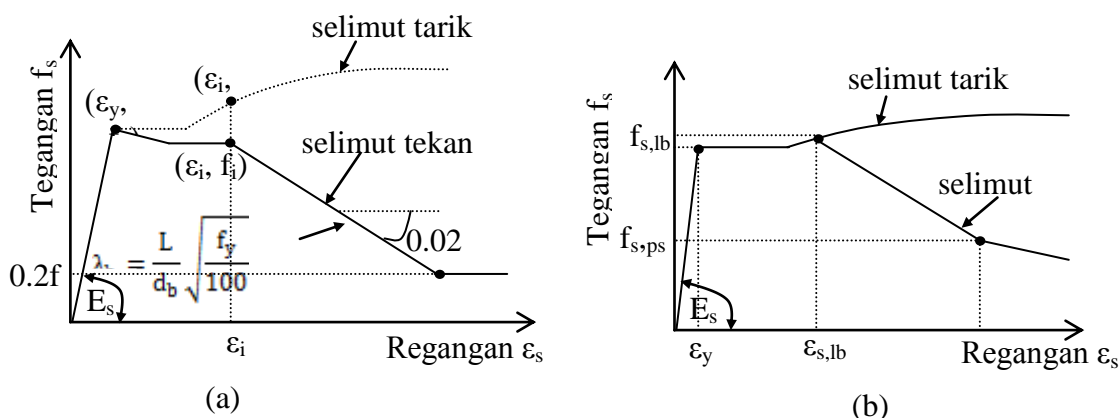
Model kurva tegangan-regangan tulangan dalam keadaan tarik dapat dikelompokkan dalam dua bentuk yaitu model dengan garis-garis linier dan model kombinasi garis linier dan parabolis. Model dengan garis-garis linier terdiri dari *bilinier* dan *multilinier*. Variasi model-model *bilinier*, *multilinier* dan kombinasinya ditunjukkan dalam Gambar 5.



Gambar 5 Variasi bentuk kurva hubungan tegangan-regangan dalam tarik. (a) *Bilinier*; (b) *Multilinier*; (c) Kombinasi linier-parabolis

2) Tulangan dalam keadaan tekan  
 Pemodelan tulangan tekan umumnya identik dengan pemodelan tulangan tarik. Pada tulangan yang berpotensi mengalami tekuk, terdapat perbedaan dalam penentuan zona dimana kurva

tegangan-regangan mulai mengalami *softening*. Menurut Mander. dkk (1998) dan Dhakal (2002) *softening* terjadi saat mulai leleh sedangkan Potger (2001) *softening* mulai terjadi dizona *strain hardening*.



Gambar 6 Kurva tegangan-regangan tulangan tekan : (a) Dhakal (2002); dan (b) Potger (2001).

3) Variabilitas nilai-nilai batas regangan

(a) Variabilitas nilai-nilai batas regangan tarik

Dua kondisi regangan baja yang kerap menjadi parameter utama dalam analisis elemen beton bertulang yaitu regangan leleh dan regangan ultimit. Regangan leleh dan ultimit diperoleh dari hasil uji tarik baja yang nilai-nilainya dipengaruhi oleh jenis dan mutu tulangan. Regangan leleh umumnya diambil pada saat baja mulai mengalami pelelehan atau sebagai ambang batas regangan linier. Hampir tidak ada variabilitas dalam penetapan regangan leleh karena regangan ini ditentukan dari karakter linieritasnya. Pada regangan ultimit, tulangan telah mengalami plastisasi sehingga nilai-nilainya berada pada selang tertentu. Terdapat variabilitas terhadap nilai regangan ultimit yang direkomendasikan oleh beberapa peneliti dan aturan bangunan (*Code*) seperti tersaji pada Tabel 5.

Tabel 5 Variasi/sebaran nilai regangan ultimit dari beberapa peneliti dan *Code*

Peneliti/ <i>Code</i>	Regangan ultimit ( $\epsilon_u$ )
Priestley dkk. (2007)	0,10 – 0,12
Kappos, dkk (1999)	0,08 – 0,10
Dhakal dan Fenwick (2008)	$\leq 0,01$
Kowalsky (2000)	0,06 ( <i>Damage control</i> )
<i>Eurocode 8 (EC8)</i>	6% (untuk daktilitas menengah) 9% (untuk daktilitas khusus/tinggi)

(b) Variabilitas nilai-nilai batas regangan tekan

Nilai-nilai batas regangan tekan dipengaruhi oleh penetapan nilai regangan saat mengalami softening dan kemiringan kurva softening.

b. Pemodelan kurva tegangan-regangan beton dan nilai batasnya

Kurva tegangan-regangan beton tidak terkekang maupun terkekang dapat diperoleh dari hasil-hasil pengujian monotonik uniaksial, biaksial maupun triaksial. Akan tetapi penerapan model tegangan-regangan pada model sendi plastis umumnya menggunakan kurva tegangan-regangan dari hasil pengujian uniaksial.

1) Kurva tegangan-regangan beton tekan

a) Beton tidak terkekang

Tidak banyak variasi dalam pemodelan kurva tegangan-regangan beton tidak terkekang. Paling tidak ada tiga model kurva tegangan-regangan beton tidak terkekang yang sering digunakan yakni 1) Model Sargin dkk. (1971); Model Kent dan Park (1971); dan Model Popovics (1973).

b) Beton terkekang.

Model kurva tegangan-regangan beton terkekang berevolusi dengan cepat dan terdapat cukup banyak variasi. Variasi model yang kini ada baik beton mutu normal maupun mutu tinggi menurut Lokuge dkk. (2005) merupakan modifikasi salah satu dari tiga model diatas sebagaimana tersaji pada Tabel 5.2-5.4.

Tabel 6 Kurva tegangan-regangan beton terkekang modifikasi Sargin dkk. (1971)

Peneliti	$Y=[AX + (D-1)X^2]/[1+(A-2)X + DX^2]$	
	A	D
Sargin dkk. (1971)	$E_c \epsilon_{co} / k f_c$	$0.65 - 7.25 f_c \times 10^{-3}$
Wang dkk. (1978)	Parameter berbeda antara kurva naik dan turun	
Ahmad dan Shah (1982)	$E/E_p$	$1.111 + 0.876A - 4.0883(\tau_{oct}/f_c)$
El-Dash dan Ahmad (1995)	$E_c/E_p$	$(16.5/\sqrt{f_c}) [f_t/(s/d_{sp})]^{0.033}$
Attard dan Satunge (1996)	$E_{ti} \epsilon_{cc} / f_{cc}$	$(A-1)^2 / \alpha [1 - (f_{pl}/f_{cc})] + A^2 (1-\alpha) / \alpha^2 (f_{pl}/f_{cc}) [1 - (f_{pl}/f_{cc})]$
Assa dkk. (2001)	$E_c \epsilon_{cc} / f_{cc}$	$[(\epsilon_{80}/\epsilon_{cc})^2 - (0.2A + 1.6)(\epsilon_{80}/\epsilon_{cc}) + 0.8] / 0.2 (\epsilon_{80}/\epsilon_{cc})^2$

Tabel 7 Kurva tegangan-regangan modifikasi Kent dan Park. (1971)

Peneliti	Kurva naik	Kurva turun
Kent dan Park (1971)	$f_{cc} [2(\epsilon_1/0.002) - (\epsilon_1/0.002)^2]$	$f_{cc} [1 - Z_m(\epsilon_1 - 0.002)]$
Sheikh dan Uzumeri (1982)	$K f_c [2(\epsilon_1/\epsilon_{cc}) - (\epsilon_1/\epsilon_{cc})^2]$	$f_{cc} [1 - Z_m(\epsilon_1 - \epsilon_{cc})]$
Park dkk. (1982)	$K f_c [2(\epsilon_1/0.002K) - (\epsilon_1/0.002K)^2]$	$K f_c [1 - Z_m(\epsilon_1 - 0.002K)]$
Scott dkk (1982)	Sama dengan Park dkk. (1982)	
Samra (1990)	Sama dengan Kent dan Park (1971)	
Saatcioglu dan Razvi (1992)	$f_{cc} [2(\epsilon_1/\epsilon_{cc}) - (\epsilon_1/\epsilon_{cc})^2]^{1/(1+2K)}$	$f_{cc} [1 - Z_m(\epsilon_1 - \epsilon_{cc})]$
Saatcioglu dkk. (1995)	Sama dengan Saatcioglu dan Razvi (1992)	
Razvi dan Saatcioglu (1999)	$F_{cc} x r / (r - 1 - x^r)$	$f_{cc} [1 - Z_m(\epsilon_1 - \epsilon_{cc})]$
Mendis dkk. (2000)	$K f_c [2(\epsilon_1/\epsilon_{cc}) - (\epsilon_1/\epsilon_{cc})^2]$	$K f_c [1 - Z_m(\epsilon_1 - \epsilon_{cc})]$
Shah dkk. (1983)	$f_{cc} \{ 1 - [1 - (\epsilon_1/\epsilon_{cc})]^A \}$	$f_{cc} e^{-k(\epsilon_1 - \epsilon_{cc})^{1.15}}$

Tabel 8 Kurva tegangan-regangan modifikasi Popovics (1973)

Peneliti	Kurva naik	Kurva turun
Popovics (1973)	$f_c(\epsilon_1/\epsilon_{co}) [n/n-1 + (\epsilon_1/\epsilon_{cc})^n]$	
Carreira dan Chu (1985)	$f_{cc} \times \beta / (\beta - 1 - x^\beta)$	
Mander dkk. (1988)	$f_{cc} \times r / (r - 1 - x^r)$	
Hsu dan Hsu (1994)	$f_{cc} n \times \beta / (n\beta - 1 - x^{n\beta})$	$0.3 f_{cc} e^{-0.8(x-x_d)^{0.5}}$
Cusson dan Paultre (1995)	$f_{cc} \{ k(\epsilon_1/\epsilon_{cc}) / [k - 1 - (\epsilon_1/\epsilon_{cc})^k] \}$	$f_{cc} e^{-k_1(\epsilon_1 - \epsilon_{cc})^{k_2}}$
Wee dkk. (1996)	$f_{cc} \times \beta / (\beta - 1 - x^\beta)$	
Hoshikuma (1997)	$E_1 \epsilon_1 [1 - (1/n)(\epsilon_1/\epsilon_{cc})^{n-1}]$	$F_{cc} - E_{des}(\epsilon_u - \epsilon_{cc})$

2) Kurva tegangan-regangan beton tarik.

Penentuan deformasi dan daktilitas dari pemodelan makro atau sendi plastis umumnya mengabaikan perilaku beton dalam keadaan tarik.

3) Nilai regangan batas

a) Regangan batas beton tidak terkekang

Kriteria batas regangan ultimit pada beton tidak terkekangan umumnya dikaitkan dengan kondisi dimana tegangan mengalami degradasi kapasitas sebesar 15% – 20% dari kuat puncaknya atau regangan yang bersesuaian dengan 0,8f<sub>c</sub> – 0,85f<sub>c</sub>. Regangan pada kondisi tersebut berada pada selang 0,0035 – 0,004.

b) Regangan batas beton terkekang

Bebeda dengan beton tidak terkekang, dimana regangan batasnya hanya diperoleh dari hasil uji tekan silinder. Pada beton terkekang usulan

regangan batas, selain dari hasil tekan selinder terkekang juga terdapat usulan yang menggunakan uji tekan kolom dengan variasi ukuran, tinggi dan rasio volumetrik tulangan memanjang. Terdapat variabilitas kondisi batas yang sering dijadikan sebagai kriteria batas regangan ultimit pada beton terkekang yaitu 1) regangan pada saat 0,85f<sub>c</sub>; 2) regangan pada saat sengkang mengalami kegagalan dan 3) regangan pada saat tulangan memanjang mengalami tekuk. Beberapa usulan persamaan dalam menentukan regangan ultimit terkait dengan tiga kondisi batas diatas telah dikemukakan oleh beberapa peneliti sebagaimana tersaji dalam Tabel 9. Dengan demikian reabilitas regangan batas ultimit tidak hanya terjadi pada penentuan nilai regangannya akan tetapi juga metode penentuan dan kondisi batasnya.



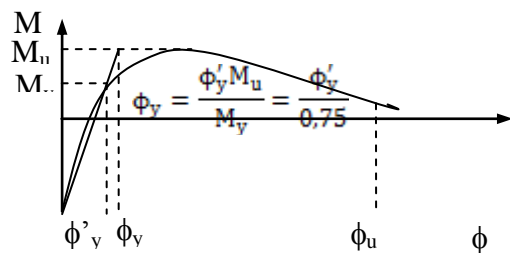
Tabel 9 Reabilitas regangan batas ultimit versi beberapa peneliti

Peneliti	Regangan ultimit
Priestley dkk. (2007)	$\epsilon_{cu} = 0,004 + 1,4 \frac{\rho_s f_s \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$
Legeron dan Paultre (2003)	$\epsilon_{cc50} = \epsilon_{c50} (1 + 60 I_{\epsilon 50})$
Li, Park dan Tanaka (2001)	$\epsilon_{cu} = \epsilon_{co} \left[ 2 + (53,5 - 0,42 f'_c) \sqrt{\frac{f'_i}{f'_c}} \right]$
Razvi dan Saatcioglu (1999)	$\epsilon_{BS} = \epsilon_{0BS} + 260 \rho \epsilon_{01} \left[ 1 + 5 \frac{k_1 f'_c \epsilon}{f'_{co}} \right]$
Azizinamini (1994)	$\epsilon_{cu} = 0,003 + \left( \frac{\rho_s f_s}{100} \right)^2$
Scott dkk. (1982)	$\epsilon_{cu} = 0,004 + 0,9 \rho_s \left( \frac{f_s}{300} \right)$

2. Variabilitas dan ketidaktentuan dalam kelengkungan leleh dan ultimit

a. Variabilitas kelengkungan leleh

Beberapa definisi atau metode yang dikemukakan para peneliti dalam menentukan nilai kelengkungan leleh adalah: 1) berdasarkan persamaan luas energi (Lam dkk., 2003), 2) leleh pertama tulangan longitudinal (Priestley, 2000), 3) kriteria regangan beton terluar, 4) ekstrapolasi linier dari titik asal ( $M = \phi = 0$ ) melalui titik leleh tertentu dan menyinggung garis horisontal dari punggung kurva. Watson dkk., (1994) mendefinisikan titik leleh tertentu adalah titik leleh pertama tulangan longitudinal atau serat beton terluar. Kuang dan Ho (2005) mendefinisikan titik tertentu sama dengan 0,75 dari titik ultimitnya.



Gambar 7. Kurva momen kelengkungan ( M-φ)

b. Variabilitas kelengkungan ultimit

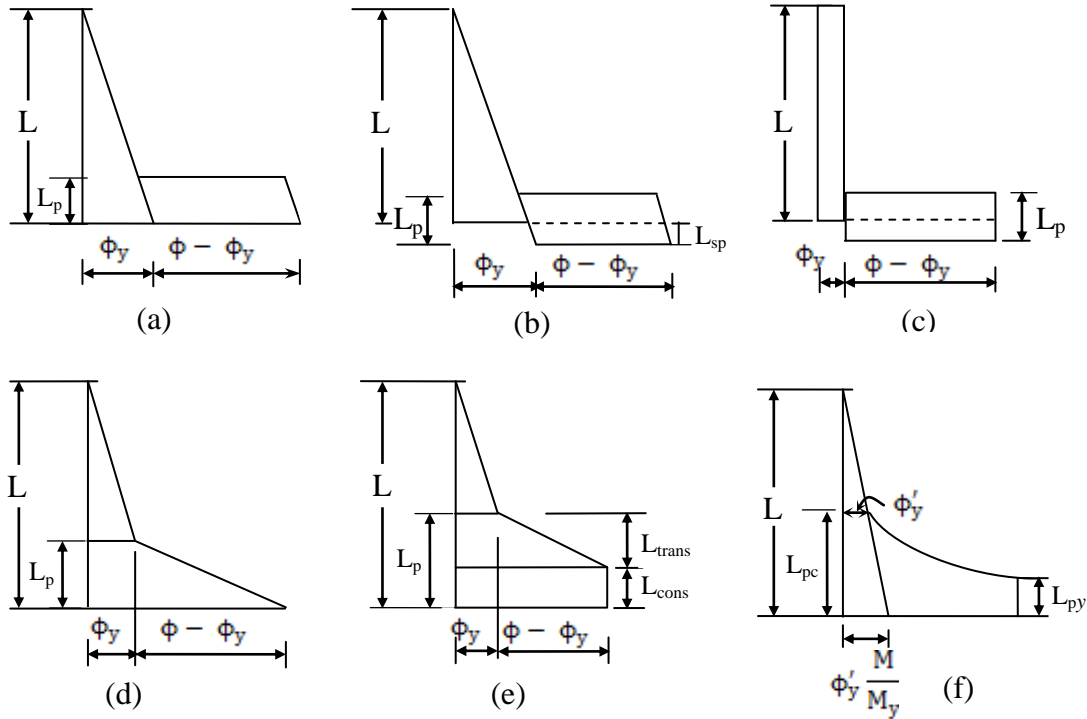
Definisi kelengkungan ultimit juga memiliki variabilitas atau beberapa metode dalam menentukan nilai kelengkungan ultimit. Beberapa definisi kelengkungan ultimit adalah: 1) persentasi degradasi dari kapasitas momen ultimit. Kappos dkk., (1999) merekomendasikan degradasi 15%. Inel dan Ozmen (2006) menggunakan degradasi 20% dan Priestley dkk. (2007) mengatakan nilai degradasi dapat sampai 50%. 2) Kapasitas regangan ultimit, 3) reduksi regangan tulangan tarik ultimit dari kurva monotonik. Inel dan Ozmen (2006) menggunakan reduksi regangan tarik sebesar 50%. Penentuan kelengkungan ultimit yang berbasis kapasitas regangan beton terkekang ultimit, selain dapat diperoleh dari metode pengujian silinder atau kolom sentris sebagaimana nilai-nilai usulan dalam Tabel 9, juga terdapat usulan dari metode pengujian balok dan kolom siklik (*quasi static*) sebagaimana tersaji dalam Tabel 10.

Tabel 10 Variabilitas regangan batas ultimit beberapa peneliti dari pengujian siklik

Peneliti	Regangan ultimit
Corley (1966) (Balok)	$\epsilon_{cu} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{z} + \left( \frac{\rho_{vs} f_{yh} \text{ (MPa)}}{138} \right)^2$
Baker (1964) (Balok)	$\epsilon_{cu} = 0,0015 \left[ 1 + 150 \rho_s + (0,7 - 10 \rho_s) \frac{d}{c} \right]$
Russel dkk. (2004) (kolom)	$\epsilon_{cu} = 0,0015 + \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{30} \right)^2$

c. Variabilitas model idealisasi kelengkungan dan panjang sendi plastis  
 Idealisasi kelengkungan dan panjang sendi plastis yang telah dikemukakan para peneliti memiliki

banyak model dan variasi. Model-model idealisasi distribusi kelengkungan dan panjang sendi plastis dapat dikelompokkan menurut Gambar 8 dan Tabel 11.



Gambar 8 Model-model idealisasi kelengkungan: (a) Park dan Paulay (1990), Bae (2008); (b) Paulay dan Priestley (1992), Phan dkk. (2007), Hachem dkk., (2003), Priestley dkk., (2007); (c) Beyer dkk., (2011); (d) Esmaily dan Xiao (2002); (e) Esmaily dan Xiao (2002); dan (f) Mander (1983).

Tabel 11 Usulan model dan panjang sendi plastis

Peneliti (Gambar)	Persamaan
Park dan Paulay (1990) (8(a))	$0.08 L + 6d_b$
Bae (2008) 8(a)	$\{[0.3(P/P_o) + 3(A_s/A_g) - 0.1](L/h) + 0.25\} h \geq 0.25$
Paulay dan Priestley (1992); Phan dkk (2007); Hachem dkk. (2007) (8(b))	$0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl}$
Priestley dkk (2007) (8(b))	$kL_c + L_{sp} \geq 2L_{sp}$
Beyer dkk. (2011) (8(c))	$< L/3$
Esmaily dan Xiao 2002) (8(d))	$L(1 - M_v/M_u)$
Esmaily dan Xiao 2002) (8(e))	$L_{trans} + L_{cons}$ . $L_{trans} = 0.022 f_y d$ ; $L_{cons} = D$ untuk $L/D < 12.5$ dan $= 0.08L$ untuk $L/D > 12.5$ .
Mander (1983) (8(f))	$L_{pc} + L_{py}$ ; $L_{pc} = L - L \left  \frac{M_y}{M_{maks}} \right $ ; $L_{py} = 32\sqrt{d_b}$

## KESIMPULAN

Ketidaktentuan dan variabilitas dalam penentuan daktilitas, deformasi dan kinerja kolom dipengaruhi oleh banyaknya sumber-sumber ketidakpastian perilaku bahan dan interaksi bahan satu dengan lainnya, bentuk benda uji dan cara pengujiannya. Variabilitas juga dapat terjadi akibat perbedaan persepsi peneliti dalam merumuskan kontribusi dan pengaruh suatu parameter dalam satu model. Pemilihan model dan kondisi-kondisi batas yang sesuai akan sangat diperlukan untuk memperoleh nilai dengan akurasi dan tingkat presisi yang dikehendaki.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Azizinamini, A., Kuska, A.S.S., Brungard, P., and Hatfield, E., 1994, "Seismic Behavior of Square High-Strength Concrete Column" *ACI Structural Journal*, May-June, pp.336-346.
2. ATC 40, 1996, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building, "Redwood City, California, USA
3. ASCE/SEI-41, 2006, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
4. Bae, S., and Bayrak, O., 2008, "Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, May-June, pp290-300.
5. Baker, A.L.L., and Amarakone, A.M.N., 1964, "Inelastic Hyperstatic Frame Analysis," *Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanic of Reinforced Concrete*, ASCE-ACI, Miami, Nov, pp85-142.
6. Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., 2004, *PEER Structural Performance Database User's Manual (Version 1.0)*.
7. Beyer, K., Dazio, A., and Priestley, M.J.N., 2011, *Shear Deformation of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading*, *ACI Structural Journal*, March-April, 167-177pp.
8. Chung, Y.S., Lee, D.H., Park, C.K., and Song, H.W., 2004, "Curvature variation of Earthquake-Experienced RC Bridges Pier in the Plastic Hinge Region", 13<sup>th</sup> WCEE, Vancouver, Canada, No. 2097.
9. Corley W.G., 1966, "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beam." *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.92, Oct., pp121-146.
10. Dhakal, P.R., and Maekawa, K., 2002, *Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement*, *Journal of Structural Engineering* ©ASCE, Sept, 1139 – 1147pp.
11. Dhakal, P.R., and Maekawa, K., 2002, *Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(10), 1253-1262.
12. Esmaily, A.G., and Xiao, Y., 2002, *Seismic Behavior of Bridge Subjected to Various Loading Patterns*, PEER Report 2002/15, University of California, Berkeley.
13. FEMA 356, 2000, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
14. FEMA 273, 1997, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building* Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
15. Hachem, M., Mahin, S.A., and Moehle, J.P., 2003, *Performance of Circular Reinforced Concrete Bridge Columns under Bidirectional Earthquake Loading*, Report No. PEER 2003/06, Pacific Earthquake Research Center, University of California at Berkeley, 490 pp.
16. Inel, M., and Ozmen, H.B., 2006, "Effect of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Building," *Engineering Structures*, pp.1494-1502.
17. Kappos, A.J., Chryssanthopoulos, M.K., and Dymiotis, C., 1999, "Uncertainty Analysis of Strength and Ductility of Confined Reinforced Concrete Members", *Engineering Structures*, pp.195-208.
18. Kowalsky, M.J., 2000, "Deformation Limits States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns", *Journal of Structural Engineering ASCE*, pp.869-878.
19. Kuang, J.S., and Wong, H.F., 2005, "Improving Ductility of Non-Seismically Designed RC Columns," *Proceeding of the Institution of Civil Engineers Structures and Building*.
20. Lam, S.S.E., Wu, B., Wong, Y.L., Wang, Z.Y., Liu, Z.Q., and Li, C.S., 2003, "Drift Capacity of Rectangular Concrete Columns with Low Lateral Confinement and High axial Load," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.129, June, pp733-741.
21. Legeron, F., dan Paultre, P. (2003), "Uniaxial Confinement Model for Normal and High-Strength Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.129, No.2, February, pp.241-252.
22. Li, B., Park, R., and Tanaka, H., 2001, "Stress-Strain Behavior of High Strength Concrete Confined by Ultra-High and Normal Strength Transverse Reinforcements", *ACI Structural Journal*, May-June, pp.395-406.
23. Lokuge, W.P., Sanjayan, J.G., and Satunge, S., 2005, "Stress-Strain Model for Laterally

- Confined Concrete, "Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, November-December, pp.607-616.
24. Mander, J.B., 1983, *Seismic Design of Bridges*, Dissertation Doctor in Civil Engineering at the University of Cantenbury, Christchurch, New Zealand.
  25. Park, R., and Paulay, T., 1975, "Reinforced Concrete Structures," John Wiley & Sons, USA.
  26. Park, R., and Paulay, T., 1990, "*Bridge Design and Research Seminar 1990*," RRU Bulletin 84, Volume 1: Strength and Ductility of Concrete Substructures of Bridges, Transit New Zealand
  27. Paulay, T., and Priestley, M.J.N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*, John Wiley & Sons, Inc.
  28. Phan, V., Saiidi, M.S., Anderson, J., and Ghasemi, H., 2007, *Near-Fault Ground Motion Effect on Reinforced Concrete Bridge Columns*, ASEC, Journal of Structural Engineering, July, 982-989pp.
  29. Potger, G.M., Kawano, A., Griffith, M.C., and Warner, R.F., 2001, *Dynamic Analysis of RC Frames Including Buckling of Longitudinal Steel Reinforcement*, Proceedings of the NZSEE. Paper No. 4.12.01.
  30. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J., 2007, "Displacement-Based Seismic Design of Sreuctures," IUSS Press, Pavia, Italy.
  31. Razvi, S., dan Saatcioglu, M. (1999)," Confinement Model for High-Strength Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.125, No.3, March, pp.281-289.
  32. Russel, R., Matamoros, A., and Browning, J., 2004, "Strain Limits for Plastic Hinge Regions of Concrete Reinforced Columns", 13 WCEE, Vancouver, B.C., No.589.
  33. Scot, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N., 1982,"Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and Gigh Strain Rates" ACI Structurl Journal, January-February, pp.13-27.
  34. SEAOC, Vision 2000, 1995, "A Framework for Performance Based Earthquake Engineering," Vol.1, Structural Engineers Association of California.
  35. Sezen, H., 2002, "*Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns*," Dissertation Doctor of Philosophy, University of California, Berkeley, USA.
  36. Syntzirma, D.V., Pantazopoulou, S.J., and Aschheim, M., 2008, "Load History Effects on Deformation Capacity of Flexural Members Limited by Bar Buckling", 14<sup>th</sup> WCEE, Beijing, China.
  37. Taylor, A.W., Kuo, C., Wellenius, K. And Chung, D., 1997, *A Summary of Cyclic Lateral- Load Test on Rectangular Reinforced Concrete Columns*, National Institute of Standars and Technology, Report NISTITR 5984.
  38. Walker, A.F., and Dhakal, R.P., 2008, "Assesment of Material Strain Limits for Defining Plastic Regions in Reinforced Structures", NZSS Conferemce, No. 09.
  39. Yong, L. and Xiaoming, G., 2004, "Probability Analysis of RC Member Deformation Limits for Different Performance Levels and Reability of Their Deterministic Calculations" ,ScinceDirect, Structural safety, pp.367-389.
  40. Zhao, X., Wu, Y.F., Leung, A.Yt., and Lam, H.F., 2011, "Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Fluxural Members", ScinceDirect, Procedia Engineering, pp.1266-1274.