

# APLIKASI KONSEP BERBASIS PERPINDAHAN PADA PERENCANAAN PILAR BETON BERTULANG UNTUK STRUKTUR JEMBATAN

**Takim Andriono, Wong Foek Tjong**

Dosen Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil - Universitas Kristen Petra

**Abraham**

PT. Gistama Intisemesta

**L. David A. T.**

PT. Jatim Mustika Sarana Steel

## ABSTRAK

Akhir-akhir ini sedang dikembangkan metode perencanaan seismik struktur dengan konsep berbasis perpindahan. Dengan konsep ini struktur direncanakan berdasarkan target perpindahan yang dikehendaki. Tulisan ini membahas aplikasi konsep berbasis perpindahan pada perencanaan struktur pilar jembatan beton bertulang dengan ketinggian 3, 5, 7, 9, 11, dan 13 m. Hasil perencanaan kemudian dianalisis dengan analisis inelastik riwayat waktu dengan menggunakan program komputer Ruaumoko. Hasil analisis inelastik riwayat waktu menunjukkan bahwa untuk pilar dengan ketinggian 7m atau lebih *drift* yang terjadi cukup sesuai dengan *drift* yang direncanakan, sedangkan untuk pilar dengan ketinggian 3m dan 5m *drift* yang terjadi relatif jauh lebih kecil daripada *drift* yang direncanakan.

Kata kunci: konsep berbasis perpindahan, pilar jembatan, analisis inelastik riwayat waktu.

## ABSTRACT

*Recently, displacement-based seismic design concept is being developed. According to this concept, structures are designed based on a certain displacement target. This paper presents the application of the displacement-based design concept to reinforced concrete bridge piers of 3, 5, 7, 9, 11, and 13 m height. The design results are then analyzed by inelastic time history analysis using Ruaumoko computer program. The results of inelastic time history analysis show that for bridge piers with height 7 m or more, the actual drifts relatively fit the design drifts, while for the 3m and the 5m height piers, the actual drifts are significantly less than the design drifts.*

*Keywords: displacement-based design concept, bridge columns, inelastic time history analysis.*

## PENDAHULUAN

Akhir-akhir ini sedang dikembangkan metode perencanaan seismik struktur dengan konsep berbasis perpindahan. Konsep ini timbul berdasarkan kenyataan bahwa kegagalan suatu sistem daktail terjadi bukan karena kekuatan struktur tersebut dilampaui, melainkan karena dilampauinya kapasitas daktilitas, sedangkan daktilitas berhubungan erat dengan perpindahan.

Di dalam konsep ini perencanaan struktur didasarkan pada suatu target perpindahan yang dikehendaki. Diharapkan, perpindahan yang terjadi akibat gempa rencana bersesuaian dengan target perpindahan yang direncanakan.

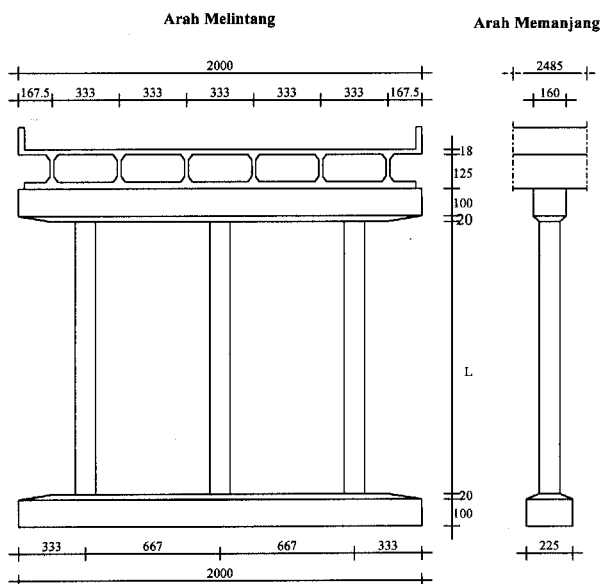
Di dalam tulisan ini disajikan aplikasi perencanaan berbasis perpindahan pada struktur pilar jembatan dengan berbagai variasi ketinggian. Perilaku struktur hasil desain kemudian dibandingkan dengan perilaku struktur berdasarkan analisis inelastik riwayat waktu dengan tujuan untuk menilai apakah konsep berbasis perpindahan cukup dapat diandalkan untuk merencanakan pilar beton bertulang dari struktur jembatan.

---

**Catatan:** Diskusi untuk makalah ini diterima sebelum tanggal 1 November 2002. Diskusi yang layak muat akan diterbitkan pada Dimensi Teknik Sipil Volume 5 Nomor 1 September 2003.

Struktur yang akan diteliti adalah struktur pilar jembatan beton bertulang yang berdiri di atas tanah lunak yang berada di wilayah 3 pada peta gempa Indonesia menurut Konsep Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan, SNI-1726, Konsep Ketiga [1]. Struktur pilar jembatan ini berpenampang bundar, seperti terlihat pada Gambar 1. Data struktur dan beban diambil dari struktur pilar jembatan pada proyek jalan tol Surabaya-Gresik (tinggi 6.978 m diameter 1 m) [2], tetapi untuk keperluan penelitian tinggi dan diameternya dibuat bervariasi. Karakteristik material yang digunakan: mutu beton  $f'_c = 30$  MPa dengan  $E_c = 2.57 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup> dan mutu tulangan  $f_y = 400$  MPa. Struktur pilar dimodelkan sebagai kantilever. Di dalam penelitian ini hanya ditinjau pilar dalam arah memanjang.

Gempa yang terjadi dianggap hanya menimbulkan deformasi dalam arah lateral. Kombinasi pembebanan untuk perencanaan struktur digunakan kombinasi pembebanan tanpa faktor beban, yaitu Beban Gempa + Beban Mati. Perencanaan kekuatan struktur dilakukan tanpa mengalikan dengan faktor reduksi kekuatan. Perhitungan struktur ini dilakukan secara demikian karena tujuan perencanaan ini adalah untuk mengevaluasi perilaku struktur apabila memikul beban pada keadaan yang sebenarnya, tanpa adanya pengaruh dari faktor-faktor lain.



Catatan : semua angka dalam cm

Gambar 1. Pilar Jembatan yang akan Didesain.

Beban mati yang diperhitungkan adalah beban struktur atas jembatan saja, sedangkan berat setengah pilar diabaikan. Hal ini bertujuan

agar pilar dengan berbagai ketinggian dan diameter dapat dibandingkan perilakunya dengan dibebani massa yang sama. Beban struktur atas yang dipikul satu pilar adalah 1577.94 kN.

Analisis inelastis riwayat waktu dilakukan dengan menggunakan program Ruaumoko [3]. Rekaman gempa yang digunakan ialah rekaman gempa El Centro 1940 NS yang disetarakan dengan spektrum respons gempa periode ulang 500 tahun pada wilayah 3 peta gempa Indonesia. Untuk melakukan penye-taraan ini digunakan program komputer Resmat [4].

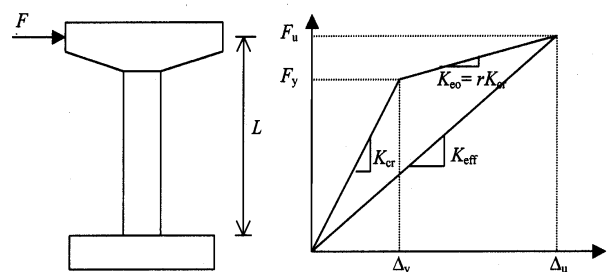
## LANDASAN TEORI

Pada konsep berbasis perpindahan, perpindahan maksimum yang dikehendaki ditentukan terlebih dahulu. Diharapkan struktur dapat mencapai, tetapi tidak melebihi target perpindahan yang direncanakan.

Kowalsky et.al. [5] mengembangkan perencanaan konsep berbasis perpindahan dengan menggunakan *substitute structure approach*, yaitu suatu prosedur yang memodelkan sistem inelastik sebagai suatu sistem elastik ekuivalen (Gambar 2) dengan *properties*: kekakuan efektif,  $K_{eff}$ , redaman efektif,  $\xi_{eff}$ , dan periode efektif,  $T_{eff}$ . Dengan menggunakan *properties* pseudo-elastis tersebut sistem inelastik dapat didesain dengan menggunakan spektrum respons elastis.

### Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur diberikan oleh *secant stiffness* pada perpindahan maksimum,  $\Delta_u$ . Kekakuan tersebut,  $K_{eff}$  (Gambar 2), merupakan resultant dari kekakuan sebelum leleh,  $K_{cr}$ , dan kekakuan setelah leleh,  $K_{eo}$ .



Gambar 2. *Substitute Structure Approach*.

### Redaman Efektif

Redaman efektif,  $\xi_{eff}$ , adalah jumlah dari *viscous damping* elastis 5 % dan *hysteresis damping*,  $\xi_h$ , yaitu:

$$\xi_{eff} = 0.05 + \xi_h \tag{1}$$

Persamaan untuk *hysteresis damping*,

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu} \right) \tag{2}$$

di mana  $\pi = 3.14159...$

Persamaan *hysteresis damping* ini didasarkan pada model histeresis Takeda [5] (Gambar 3), dengan *unloading stiffness factor*,  $n = 0.5$ , yang berarti kekakuan saat *unloading* sama dengan  $1/\sqrt{\mu}$  dari kekakuan sebelum leleh, dan *bilinear stiffness ratio*,  $r = 0.05$ . *Hysteristic damping* ini adalah parameter yang menyatakan energi getaran yang diserap oleh aksi inelastik, yaitu luas daerah di dalam *hysterisis loop* pada grafik model histeresis Takeda.

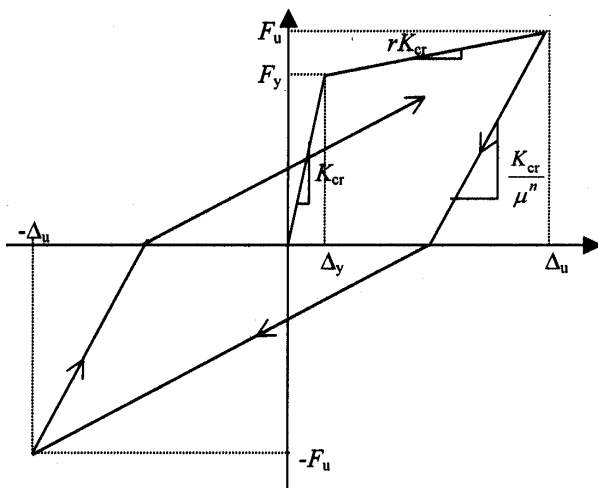
### Daktilitas Struktur

Daktilitas struktur,  $\mu$ , merupakan perbandingan antara target perpindahan,  $\Delta_u$ , dengan perpindahan yang terjadi pada saat leleh pertama,  $\Delta_y$ .

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{3}$$

di mana  $\Delta_u = \theta_u L$  dan  $\Delta_y = \theta_y L$ ,  $\theta_u$  dan  $\theta_y$  masing-masing adalah *ultimate drift ratio* dan *yield drift ratio*.

Karena pada Konsep Awal Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan [6] tidak diatur mengenai *drift* maksimum yang diijinkan, maka pada penelitian ini nilai *ultimate drift ratio*  $\theta_u$  diambil berdasarkan Konsep ke-3 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan [1], yaitu sebesar 0.02.



Gambar 3. Takeda Degrading Stiffness Hysteresis [5].

## PROSEDUR PERENCANAAN DENGAN KONSEP BERBASIS PERPINDAHAN

Saat ini terdapat dua macam metode perencanaan dengan konsep perpindahan untuk pilar kantilever jembatan beton bertulang. Metode yang pertama menggunakan cara iterasi, dikembangkan oleh Kowalsky et.al. [5]. Metode yang kedua menggunakan rumus-rumus, tanpa proses iterasi, dikembangkan oleh Kowalsky [7]. Pada metode yang pertama, nilai  $\Delta_y$  diperoleh dari proses iterasi, sedangkan pada metode yang kedua, nilai  $\Delta_y$  langsung ditentukan dengan rumus, di mana rumus ini diperoleh dari serangkaian analisis momen-kurvatur dari berbagai macam kolom jembatan berpenampang bundar. Pada metode yang pertama perencanaan dapat dilakukan walaupun diameter pilar belum diketahui, karena parameter awal yang diperlukan hanyalah perpindahan rencana,  $\Delta_u$ , sedangkan pada metode yang kedua, diameter pilar harus ditentukan terlebih dahulu, karena dalam metode ini digunakan rumus-rumus yang di dalamnya terdapat diameter pilar sebagai variabel.

Berikut ini adalah prosedur dan contoh perhitungan perencanaan dengan konsep berbasis perpindahan untuk pilar dengan ketinggian 7 m dan diameter 1.30 m.

### Prosedur dan Contoh Perhitungan Perencanaan dengan Cara Iterasi [5]

#### Iterasi Ke-1:

1. Tentukan perpindahan maksimum yang dikehendaki,  $\Delta_u$

$$\Delta_u = \theta_u L, \text{ diambil } \theta_u = 0.02$$

$$\Delta_u = 0.02 \times 7 = 0.14 \text{ m}$$

2. Mengasumsikan nilai perpindahan saat leleh,  $\Delta_y$

$$\Delta_y = \theta_y L, \text{ asumsi awal : } \theta_y = 0.005$$

$$\Delta_y = 0.005 \times 7 = 0.035 \text{ m}$$

3. Tentukan daktilitas desain,  $\mu$

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y$$

$$\mu = 0.14 / 0.035 = 4$$

4. Tentukan nilai redaman efektif,  $\xi_{eff}$

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu} \right), \text{ di mana } r = 0.05$$

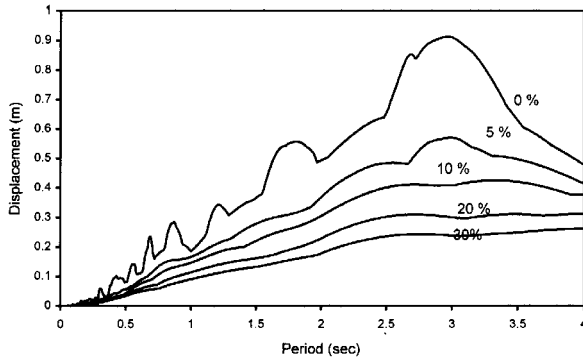
dan  $\pi = 3.14159...$

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-0.05}{\sqrt{4}} - 0.05\sqrt{4} \right) = 18.53\%$$

5. Menentukan waktu getar alami,  $T_{eff}$

$T_{eff}$  ditentukan dari  $\Delta_u$  dan  $\xi_{eff}$ , dengan melihat spektrum respons perpindahan rencana

yang diperoleh dari gempa El-Centro 1940 NS yang disetarakan dengan gempa 500 tahun Indonesia (Gambar 4). Untuk  $\Delta_u = 0.14$  m dan  $\xi_{eff} = 18.53\%$ , diperoleh  $T_{eff} = 1.17$  det.



Gambar 4. Spektrum Respons Perpindahan Rencana

6. Menghitung kekakuan efektif,  $K_{eff}$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M}{T_{eff}^2}, \text{ di mana } M \text{ adalah massa.}$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 \times 1577.94}{1.17^2 \times 9.81} = 4638.841 \text{ kN/m}$$

7. Menghitung gaya ultimit,  $F_u$

$$F_u = K_{eff} \Delta_u$$

$$F_u = 4638.841 \times 0.14 = 649.437 \text{ kN}$$

8. Menghitung gaya horisontal nominal,  $F_n$ , dan momen nominal,  $M_n$ , untuk merencanakan struktur.

$$F_n = \frac{F_u}{r\mu - r + 1}$$

$$F_n = \frac{649.437}{0.05 \times 4 - 0.05 + 1} = 564.728 \text{ kN}$$

$$M_n = F_n L = 564.728 \times 7 = 3953.099 \text{ kN-m}$$

9. Merencanakan dimensi dan penulangan pilar.

Dengan gaya normal  $P_n = 1577.94$  kN (berasal dari beban mati), momen lentur  $M_n = 3953.099$  kN-m, dan dengan menetapkan rasio jarak tulangan dari tepi terluar kolom dan diameter kolom = 0.10, diperlukan rasio tulangan  $\rho = 0.018$ , di mana  $\rho$  adalah rasio luas tulangan total dan luas penampang pilar.

10. Menghitung momen inersia retak,  $I_{cr}$ .

Menurut MacGregor [8]:

$$I_{cr} = I_g \left( 0.2 + 2\rho\gamma^2 \frac{E_s}{E_c} \right)$$

di mana  $I_g$  adalah momen inersia penampang utuh,  $\rho$  adalah rasio tulangan (dari hasil perencanaan, langkah ke-9),  $\gamma$  adalah perbandingan jarak pusat kolom ke pusat tulangan terluar dengan jarak pusat kolom

ke tepi kolom,  $E_s$  adalah modulus elastisitas baja tulangan, dan  $E_c$  adalah modulus elastisitas beton.

$$I_{cr} = 0.140198 \left( 0.2 + 2 \times 0.018 \times 0.8^2 \times \frac{2 \times 10^8}{2.57 \times 10^7} \right) = 0.053177 \text{ m}^4$$

11. Menghitung kekakuan elastis kolom,  $K_{cr}$

Untuk arah memanjang, dengan anggapan struktur sebagai kantilever berderajat kebebasan satu, maka

$$K_{cr} = \frac{3E_c I_{cr}}{L^3}$$

$$K_{cr} = \frac{3 \times (2.57 \times 10^7) \times 0.053177}{7^3} = 11953.2 \text{ kN/m}$$

12. Menghitung  $\Delta_y$  baru,  $\Delta_{y2}$ , dan dibandingkan dengan  $\Delta_y$  awal (langkah ke-1)

$$\Delta_{y2} = \frac{F_n}{K_{cr}}$$

$$\Delta_{y2} = \frac{564.728}{11953.2} = 0.047245$$

Selisih

$$\Delta_y : \frac{|\Delta_y - \Delta_{y2}|}{\Delta_y} = \frac{|0.035 - 0.047245|}{0.047245} = 25.92\% > 5\%$$

13. Mengulang langkah ke-3 sampai dengan ke-12 sampai didapat hasil yang memuaskan, yaitu selisih  $\Delta_y$  lama dan baru kurang dari 5%.

Iterasi Ke-2:

1.  $\mu = 0.14 / 0.047245 = 2.96328$

1.  $\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1 - 0.05}{\sqrt{2.96328}} - 0.05\sqrt{2.96328} \right) = 16.52\%$

3. Dari  $\Delta_u = 0.14$  m dan  $\xi = 16.52\%$ , dengan spektrum respons perpindahan rencana diperoleh  $T_{eff} = 1.12$  detik.

4.  $K_{eff} = \frac{4\pi^2 \times 1577.94}{1.12^2 \times 9.81} = 5062.268 \text{ kN/m}$

5.  $F_u = 5062.268 \times 0.14 = 708.72 \text{ kN}$

6.  $F_n = \frac{708.72}{0.05 \times 2.96328 - 0.05 + 1} = 645.37 \text{ kN}$

$$M_n = 645.37 \times 7 = 4517.58 \text{ kN-m}$$

7. Dengan  $P_n = 1577.94$  kN dan  $M_n = 4517.58$  didapatkan  $\rho = 0.0216$

8.  $I_{cr} = 0.140198 \left( 0.2 + 2 \times 0.0216 \times 0.8^2 \times \frac{2 \times 10^8}{2.57 \times 10^7} \right) = 0.058205 \text{ m}^4$

9.  $K_{cr} = \frac{3 \times (2.57 \times 10^7) \times 0.058205}{7^3} = 13083.4 \text{ kN/m}$

10.  $\Delta_{y2} = \frac{645.37}{13083.4} = 0.049327$

Selisih  $\Delta_y$  :

$$\frac{|\Delta_y - \Delta_{y2}|}{\Delta_y} = \frac{|0.047245 - 0.049327|}{0.049327} = 4.22\% < 5\%$$

**Prosedur dan Contoh Perhitungan Perencanaan dengan Rumus-rumus, tanpa Iterasi [7]**

1. Menentukan *design drift ratio*,  $\theta_u$

$$\theta_u = \theta_p + \theta_y \leq \theta_c$$

di mana  $\theta_p$  adalah *drift ratio* plastis,  $\theta_y$  *drift ratio* leleh, dan  $\theta_c$  *drift ratio* dari peraturan bangunan.

*Drift ratio* plastis diperoleh dari persamaan

$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y)L_p$$

di mana  $\phi_m$  adalah kurvatur maksimum,  $\phi_y$  adalah kurvatur leleh, dan  $L_p$  adalah panjang sendi plastis. Kurvatur maksimum diambil sama dengan kurvatur untuk *damage control* ( $\phi_{DC}$ ), dihitung dengan persamaan

$$\phi_{DC}D = 0.068 - 0.068 \left( \frac{P}{f_c' A_g} \right)$$

di mana  $D$  adalah diameter pilar dalam satuan yang sama dengan satuan untuk  $L_p$ ,

$P$  gaya aksial tekan,  $f_c'$  kekuatan karakteristik beton dan  $A_g$ . Kurvatur leleh diperoleh dari

$$\phi_y D = 2.45 \varepsilon_y$$

di mana  $\varepsilon_y$  adalah regangan leleh tulangan. Panjang sendi plastis diambil nilai terbesar dari

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_{bl} \text{ atau } L_p = 0.044f_y d_{bl}$$

di mana  $L$  adalah tinggi pilar (meter),  $f_y$  adalah kekuatan leleh tulangan (MPa), dan  $d_{bl}$  adalah diameter tulangan longitudinal (meter).

*Drift ratio* leleh didapatkan dengan menggunakan persamaan

$$\theta_y = \frac{\phi_y L}{3}$$

Untuk pilar dengan  $L=7$  m,  $D=1.3$  m,  $f_c'=30$  MPa,  $f_y=400$  MPa,  $\varepsilon_y=0.002$ ,  $d_{bl}=0.032$  m, dengan menggunakan persamaan-persamaan di dalam langkah ke-1 ini diperoleh  $\theta_p = 0.039105$  dan  $\theta_y = 0.008795$ , sehingga  $\theta_u = 0.0479 > \theta_c = 0.02$ . Dengan demikian dipakai  $\theta_u = 0.02$ .

2. Menghitung perpindahan rencana

$$\Delta_u = \theta_u L$$

$$\Delta_u = 0.02 \times 7 = 0.14 \text{ m}$$

3. Menghitung perpindahan leleh

$$\Delta_y = \theta_y L$$

$$\Delta_y = 0.008795 \times 7 = 0.061564 \text{ m}$$

4. Menentukan daktilitas desain

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = 0.14/0.061564 = 2.27$$

5. Menentukan nilai *damping* efektif

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu} \right)$$

$$\xi_{eff} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{0.95}{\sqrt{2.27}} - 0.05 \times \sqrt{2.27} \right) = 14.38\%$$

6. Menentukan  $T_{eff}$  dengan menggunakan spektrum perpindahan rencana.

Diketahui  $\Delta_u = 0.14$  m dan  $\xi = 14.38\%$ , maka  $T_{eff} = 1.06$  detik

7. Menghitung kekakuan efektif

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M}{T_{eff}^2}$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 \times 1577.94}{1.06^2 \times 9.81} = 5651.575 \text{ kN/m}$$

8. Menghitung gaya ultimit

$$F_u = K_{eff} \Delta_u$$

$$F_u = 5651.575 \times 0.14 = 791.22 \text{ kN}$$

9. Menghitung gaya horisontal nominal,  $F_n$ , dan momen nominal,  $M_n$ , untuk merencanakan struktur.

$$F_n = \frac{F_u}{r\mu - r + 1}$$

$$F_n = \frac{791.22}{0.05 \times 2.27 - 0.05 + 1} = 743.84 \text{ kN}$$

$$M_n = F_n L = 743.84 \times 7 = 5206.853 \text{ kN-m}$$

10. Hitung tulangan

Dengan  $P_n = 1577.94$  kN dan

$M_n = 5206.853$  kN-m didapatkan  $\rho = 2.52\%$

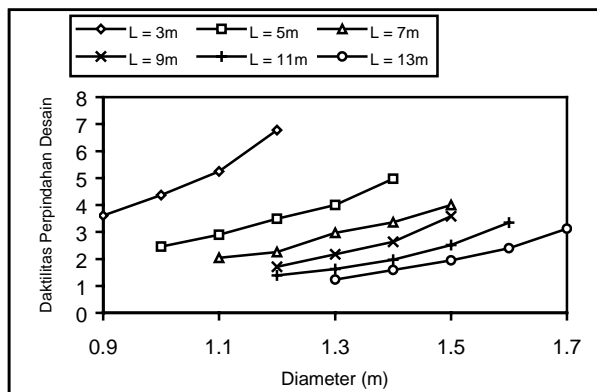
**HASIL PERENCANAAN DENGAN KONSEP PERPINDAHAN**

Hasil perencanaan dapat dilihat pada Tabel 1. Prosedur perhitungan dengan cara rumus ternyata cenderung menghasilkan  $\Delta_y$  yang lebih besar daripada cara iterasi, sehingga untuk nilai  $\Delta_u$  yang sama, daktilitas desain dengan cara rumus cenderung lebih kecil daripada dengan cara iterasi. Akibatnya, persentase tulangan yang dihasilkan dengan cara rumus cenderung lebih besar daripada cara iterasi.

**Tabel 1. Hasil Perencanaan dengan Konsep Perpindahan**

L(m)	Ø (m)	μ <sub>desain</sub>		ξ (%)		T <sub>eff</sub> (det)		ρ (%)	
		Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus
3	0.9	3.61	3.67	17.89	18.00	0.60	0.605	4.20	4.08
	1.0	4.37	4.08	19.04	18.65	0.61	0.610	2.52	2.64
	1.1	5.25	4.49	19.98	19.19	0.62	0.615	1.56	1.68
	1.2	6.78	4.90	21.07	19.65	0.63	0.620	0.96	1.20
5	1.0	2.46	2.45	15.05	15.02	0.80	0.80	5.40	5.40
	1.1	2.89	2.69	16.34	15.79	0.83	0.82	3.36	3.48
	1.2	3.49	2.94	17.67	16.46	0.85	0.83	2.28	2.40
	1.3	4.00	3.18	18.53	17.04	0.86	0.84	1.56	1.80
	1.4	4.98	3.43	19.73	17.55	0.89	0.85	0.96	1.20
7	1.1	2.05	1.92	13.41	12.82	1.04	1.03	4.68	4.80
	1.2	2.25	2.10	14.29	13.65	1.06	1.05	3.12	3.36
	1.3	2.96	2.27	16.52	14.38	1.12	1.06	2.16	2.52
	1.4	3.36	2.45	17.41	15.02	1.14	1.08	1.44	1.80
	1.5	4.00	2.62	18.53	15.58	1.17	1.09	0.96	1.32
9	1.2	1.71	1.63	11.60	11.13	1.26	1.24	4.08	4.32
	1.3	2.17	1.77	13.97	11.98	1.41	1.28	2.28	2.88
	1.4	2.63	1.90	15.61	12.72	1.52	1.32	1.32	2.16
	1.5	3.59	2.04	17.85	13.39	1.60	1.37	0.96	1.44
11	1.2	1.39	1.34	9.34	8.83	1.47	1.44	4.68	4.80
	1.3	1.62	1.45	11.08	9.78	1.55	1.49	3.00	3.36
	1.4	1.97	1.56	13.04	10.62	1.64	1.53	2.04	2.52
	1.5	2.52	1.67	15.25	11.37	1.76	1.56	1.20	1.80
	1.6	3.35	1.78	17.39	12.05	1.86	1.59	0.84	1.32
13	1.3	1.23	1.22	7.83	7.74	1.59	1.58	4.32	4.44
	1.4	1.59	1.32	10.85	8.67	1.80	1.65	2.52	3.12
	1.5	1.94	1.41	12.91	9.50	1.91	1.71	1.56	2.28
	1.6	2.39	1.51	14.82	10.24	1.98	1.76	1.08	1.68
	1.7	3.12	1.60	16.91	10.92	2.05	1.81	0.84	1.20

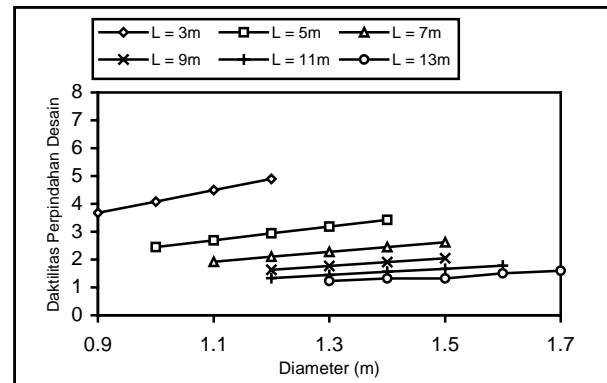
Pada Gambar 5 dan Gambar 6 terlihat bahwa daktilitas perpindahan desain bertambah besar seiring dengan bertambah besarnya diameter pilar, dan bertambah kecil seiring dengan bertambahnya ketinggian pilar.



Gambar 5. Daktilitas Perpindahan Desain vs Diameter Pilar yang Direncanakan dengan cara Iterasi.

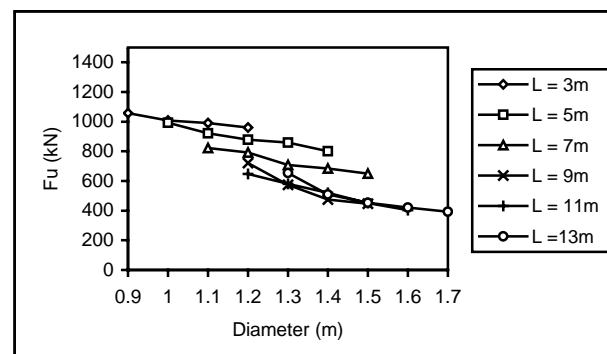
Pada Gambar 7 dan Gambar 8 terlihat bahwa umumnya semakin pendek pilar, gaya geser dasar cenderung semakin besar. Hal ini disebabkan karena semakin pendek suatu pilar, semakin kecil periode efektifnya, sehingga kekakuan efektif semakin besar, yang berakibat pada semakin besarnya  $F_u$ . Namun, kecenderungan ini tidak selalu terjadi, khususnya pada pilar dengan ketinggian 9–13 m. Hal ini terjadi karena selisih  $T_{eff}$  pada pilar-pilar dengan ketinggian tersebut relatif kecil,

sehingga selisih  $K_{eff}$ -nya juga kecil, sedangkan selisih perpindahan rencana besarnya tetap. Akibatnya, bisa terjadi  $F_u$  pada pilar yang lebih pendek justru sedikit lebih kecil daripada pilar yang lebih tinggi, karena  $F_u$  merupakan fungsi dari  $\Delta_u$  dan  $K_{eff}$  ( $F_u = \Delta_u K_{eff}$ ). Tampak pula di sini bahwa selisih  $F_u$  antara pilar  $L=7m$  dengan  $L=9m$  relatif besar. Hal ini disebabkan karena selisih  $T_{eff}$  antara  $L=7m$  dengan  $L=9m$  cukup besar.



Gambar 6. Daktilitas Perpindahan Desain vs Diameter Pilar yang Direncanakan dengan Rumus (tanpa iterasi).

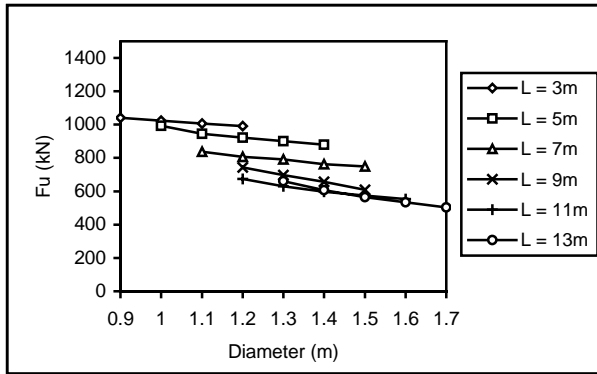
Pada Gambar 7 dan Gambar 8 terlihat juga bahwa semakin besar diameter, gaya geser dasar semakin kecil. Menurut Kowalsky, et.al (1995), hal ini disebabkan karena semakin besar diameter, semakin besar pula *ductility demand*-nya (Gambar 5 dan Gambar 6), yang berarti semakin besarnya *force-reduction* untuk kolom yang semakin besar.



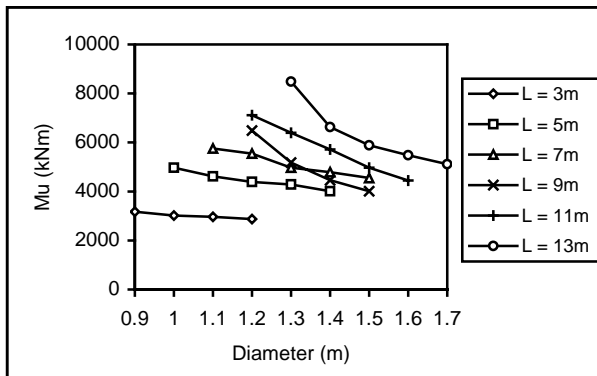
Gambar 7.  $F_u$  vs Diameter untuk Pilar yang Direncanakan dengan cara Iterasi.

Pada Gambar 9 dan 10, terlihat bahwa untuk pilar yang lebih tinggi,  $M_u$  semakin besar. Namun, pada Gambar 9 untuk pilar dengan ketinggian 9m diameter 1.3m dan 1.4m,  $M_u$  lebih kecil daripada pilar dengan ketinggian 7m

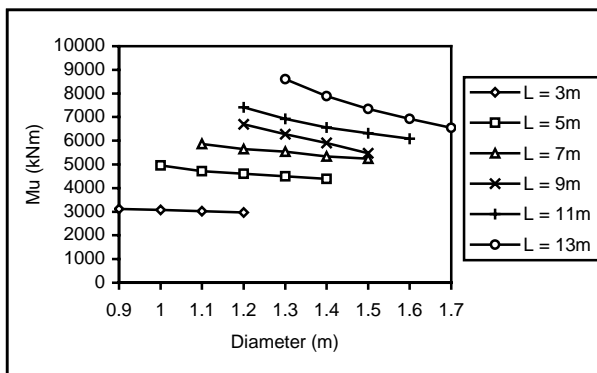
diameter 1.3m dan 1.4m. Hal ini disebabkan  $F_u$  pilar tinggi 7m dengan diameter tersebut relatif jauh lebih besar daripada  $F_u$  pilar tinggi 9m, sebagai akibat selisih  $T_{eff}$  yang relatif besar.



Gambar 8.  $F_u$  vs Diameter untuk Pilar yang Direncanakan dengan Rumus (tanpa iterasi).



Gambar 9.  $M_u$  vs Diameter untuk Pilar yang Direncanakan dengan cara Iterasi.



Gambar 10.  $M_u$  vs Diameter untuk Pilar yang Direncanakan dengan rumus (tanpa iterasi).

### PERBANDINGAN *DRIFT* ANTARA HASIL PERENCANAAN KONSEP BERBASIS PERPINDAHAN DENGAN HASIL ANALISIS INELASTIS RIWAYAT WAKTU

Perbandingan antara hasil perencanaan dengan hasil analisis dinamik inelastik dengan menggunakan program Ruaumoko dapat dilihat pada Tabel 2, Gambar 11, dan Gambar 12.

Tabel 2. Perbandingan Hasil Perencanaan dengan Analisis Dinamik Inelastik.

L (m)	diameter (m)	$\Delta_{desain}$ (m)	$\Delta_{Ruaumoko}$ (m)		Selisih $\Delta$ (%)		$F_u$ desain (kN)		$F_u$ Ruaumoko (kN)		Selisih $F_u$ (%)	
			Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus	Iterasi	Rumus
3	0.9	0.06	0.02918	0.02979	51.37	50.35	1058.35	1040.93	987.50	968.90	6.69	6.52
3	1.0	0.06	0.02525	0.02438	57.52	59.37	1007.35	1023.94	900.60	925.40	10.60	9.82
3	1.1	0.06	0.02125	0.02028	64.58	66.23	991.17	1007.35	844.80	873.00	14.77	13.34
3	1.2	0.06	0.01813	0.01593	69.78	73.45	959.96	991.17	781.90	891.80	18.55	10.03
5	1.0	0.10	0.06241	0.06241	37.59	37.59	992.20	992.20	977.70	977.70	1.46	1.46
5	1.1	0.10	0.05568	0.05104	44.32	48.96	921.77	944.39	887.50	904.30	3.72	4.25
5	1.2	0.10	0.04674	0.04822	53.26	51.78	878.91	921.78	828.50	859.50	5.74	6.76
5	1.3	0.10	0.04263	0.04021	57.37	59.79	858.59	899.96	796.90	880.00	7.19	2.22
5	1.4	0.10	0.04513	0.04265	54.87	57.35	801.68	878.91	721.50	833.10	10.00	5.21
7	1.1	0.14	0.13920	0.13430	0.57	4.07	821.94	837.98	879.70	894.10	-7.03	-6.70
7	1.2	0.14	0.13330	0.12140	4.79	13.29	791.22	806.36	829.00	862.20	-4.77	-6.52
7	1.3	0.14	0.12380	0.11200	11.57	20.00	708.72	791.22	784.00	846.90	-10.62	-7.04
7	1.4	0.14	0.11720	0.10620	16.29	24.14	684.07	762.19	731.40	838.00	-6.92	-9.95
7	1.5	0.14	0.11000	0.09760	21.43	30.29	649.44	748.27	687.20	801.20	-5.81	-7.07
9	1.2	0.18	0.17770	0.17300	1.28	3.89	719.97	743.38	768.40	805.40	-6.73	-8.34
9	1.3	0.18	0.19890	0.18100	-10.50	-0.56	574.93	697.64	647.60	750.00	-12.64	-7.51
9	1.4	0.18	0.19540	0.17200	-8.56	4.44	475.76	656.00	559.30	741.40	-17.56	-13.02
9	1.5	0.18	0.17980	0.16360	0.11	9.11	446.49	608.99	559.10	691.90	-25.22	-13.61
11	1.2	0.22	0.23190	0.22940	-5.41	-4.27	646.50	673.72	688.10	703.10	-6.43	-4.36
11	1.3	0.22	0.23940	0.22700	-8.82	-3.18	581.48	629.26	629.40	678.90	-8.24	-7.89
11	1.4	0.22	0.24370	0.21650	-10.77	1.59	519.42	596.79	592.10	664.70	-13.99	-11.38
11	1.5	0.22	0.23840	0.20820	-8.36	5.36	451.00	574.06	523.60	651.00	-16.10	-13.40
11	1.6	0.22	0.22150	0.20160	-0.68	8.36	403.81	552.60	505.50	627.60	-25.18	-13.57
13	1.3	0.26	0.25650	0.25090	1.35	3.50	653.07	661.36	676.00	683.30	-3.51	-3.32
13	1.4	0.26	0.25130	0.23980	3.35	7.77	509.58	606.44	546.70	643.30	-7.28	-6.08
13	1.5	0.26	0.26900	0.24300	-3.46	6.54	452.57	564.63	495.40	620.40	-9.46	-9.88
13	1.6	0.26	0.26590	0.24270	-2.27	6.65	421.14	533.00	475.80	609.00	-12.98	-14.26
13	1.7	0.26	0.25140	0.23990	3.31	7.73	392.87	503.96	487.50	592.80	-24.09	-17.63

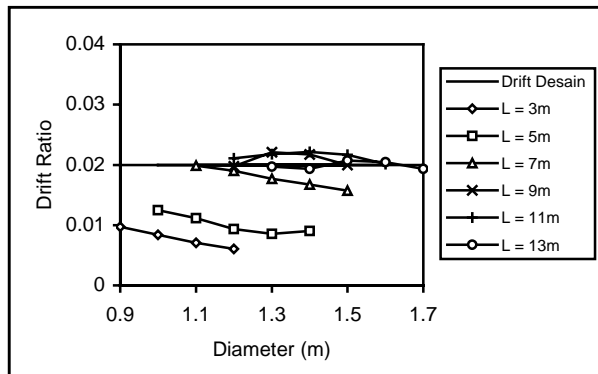
Pada perhitungan dengan cara rumus, ternyata  $\theta_u$  yang diperoleh lebih besar daripada  $\theta_{code}$ , atau dengan kata lain  $\theta_{code}$  lebih berpengaruh, sehingga nilai  $\theta_u$  diambil sama dengan  $\theta_{code}$ , yaitu sebesar 0.02. Akibatnya nilai  $\Delta_{desain}$  cara rumus dan cara iterasi besarnya sama, yaitu didasarkan pada  $\theta_u$  sebesar 0.02 ( $\Delta_{desain} = \theta_u L$ ).

Sebagai akibat selisih persentase tulangan yang tidak terlalu besar, maka selisih  $\Delta_{Ruaumoko}$  antara cara iterasi dan cara rumus juga tidak terlalu besar, dengan selisih yang paling besar sebesar 12.7%.

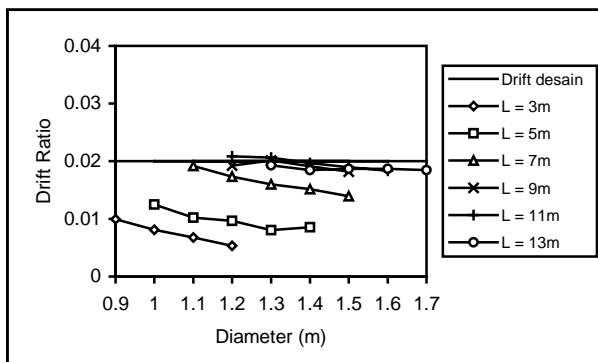
Pada Tabel 2 terlihat adanya ketidakkonsistenan antara persentase selisih  $\Delta$  dengan persentase selisih  $F_u$ , artinya persentase selisih  $\Delta$  tidak sebanding dengan persentase selisih  $F_u$ . Sebagai contoh pilar dengan  $L=7$  m,  $D=1.3$  m, cara rumus, terlihat  $\Delta_{Ruaumoko} = 0.11200$  m lebih kecil daripada  $\Delta_{desain} = 0.14$  m, tetapi  $F_u$  Ruaumoko = 846.90 kN lebih besar daripada  $F_u$  desain = 791.22

kN. Secara teoritis bila kekakuan efektif dalam prosedur desain identik dengan kekakuan dalam program Ruaumoko, maka bila perpindahan mengecil akan mengecil pula gayanya. Ketidakkonsistenan itu diduga disebabkan adanya ketidaksesuaian antara faktor bilinear,  $r$  program Ruaumoko dengan  $r$  yang direncanakan, sehingga kekakuan inelastis ( $K_{eo}$ ) pada *hysteresis loop* program Ruaumoko tidak sesuai dengan kekakuan inelastis yang direncanakan.

Pada Gambar 11 dan Gambar 12 terlihat bahwa pilar yang direncanakan dengan cara iterasi maupun cara rumus ternyata menunjukkan kecenderungan yang sama, yaitu untuk pilar dengan ketinggian 3 m dan 5 m, *drift* yang terjadi jauh lebih kecil daripada *drift* yang direncanakan. Sedangkan untuk pilar dengan ketinggian 7 m atau lebih, *drift* yang terjadi relatif cukup bersesuaian dengan *drift* yang direncanakan. Hal ini terjadi karena pada awal proses desain ditetapkan nilai  $\theta_u = 0.02$ . Nilai ini diduga tidak sesuai (terlalu besar) untuk pilar-pilar pendek (ketinggian 3 m dan 5 m), sehingga pada saat struktur dikenai gempa rencana, target *drift* tersebut tidak tercapai.



Gambar 11. *Drift* yang terjadi vs Diameter untuk Pilar yang Direncanakan dengan cara iterasi.



Gambar 12. *Drift* yang terjadi vs Diameter untuk Pilar yang Direncanakan dengan rumus-rumus (tanpa iterasi).

## KESIMPULAN

Dari hasil studi ini, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut :

1. Pada pilar dengan ketinggian 3 m dan 5 m, hasil analisis inelastik riwayat waktu menunjukkan perpindahan yang berselisih jauh terhadap perpindahan rencana (berkisar antara 38% sampai dengan 73%), sedangkan pada pilar dengan ketinggian 7–13 m, perpindahan yang terjadi relatif cukup sesuai dengan perpindahan rencana (berkisar antara 4% sampai dengan 30%). Selisih yang cukup besar antara perpindahan yang terjadi dengan perpindahan rencana pada pilar dengan tinggi 3m dan 5m diduga disebabkan nilai  $\theta_u=0.02$  tidak sesuai untuk struktur tersebut, karena pilar dengan ketinggian tersebut memiliki kekakuan yang relatif besar, sehingga *drift* rencana tidak tercapai pada saat pilar dikenai gempa rencana.
2. Perencanaan dengan menggunakan rumus-rumus dari Kowalsky (2000) menghasilkan tulangan yang cenderung lebih besar daripada dengan cara iterasi sebagai akibat dari adanya kecenderungan bahwa daktilitas desain dari perencanaan dengan rumus (Kowalsky 2000) lebih kecil daripada dengan cara iterasi.
3. Konsep berbasis perpindahan merupakan konsep yang baik dari segi ide dasarnya, namun ternyata dalam penelitian ini konsep tersebut masih menunjukkan hasil yang bervariasi, terutama pada pilar-pilar pendek, di mana perpindahan yang terjadi jauh lebih kecil daripada perpindahan yang direncanakan.

## DAFTAR PUSTAKA

1. *Konsep Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan*, SNI-1726, Konsep ke-3, Departemen Pekerjaan Umum, Januari 2001.
2. Wikiatnata dan Sanny, *Evaluasi Perilaku Pier Jembatan yang Direncanakan dengan Bridge Management System (BMS) terhadap Gempa-gempa Besar*, Tugas Akhir No. 793 S, Universitas Kristen Petra, Surabaya, 1997.
3. Carr, A.J., *Ruaumoko*, University of Canterbury, 1998.
4. Lukito, Martin Angelo, *Program untuk Membuat Accelerogram Gempa yang Disesuaikan dengan Respon Spektrum Tertentu*, Tugas



Akhir No. 636 S, Universitas Kristen Petra, Surabaya, 1995.

5. Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N., and McRae, G.A., Displacement-Based Design Of RC Bridge Columns in Seismic Regions, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1995, pp. 1623-1643.
6. *Konsep Awal Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*, Departemen Pekerjaan Umum, November 2000.
7. Kowalsky, M.J., Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 26 No. 8, 2000, pp. 869-878.
8. MacGregor, J.G., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1997.