



XVIII. ULUSAL MEKANİK KONGRESİ
26 - 30 Ağustos 2013, Celal Bayar Üniversitesi, Manisa

TEKRARLI YÜKLEME ALTINDAKİ BETONARME KOLONLARDA MAKSİMUM YÜK ÖNCESİ DAVRANIŞIN MODELLENMESİ

Dr. Murat YILMAZ¹

İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

ABSTRACT

In this study the behavior of reinforced concrete columns before reaching the peak point of the force-deformation curve under constant axial and cyclic uniaxial bending investigated, considering the separate contributions of flexural, shear and bond-slip deformations. Flexural contributions are calculated with an extended fiber-section model to include the buckling of longitudinal bars and concrete cover. Shear is considered with classical shear deformation theory. A bond-slip model is proposed and the relation between slip and base curvature is investigated.

Keywords: Reinforced concrete column, fiber-section, cyclic loading, bond-slip

ÖZET

Bu çalışmada sabit normal kuvvet etkisindeki betonarme kolonların tekrarlı yükleme altındaki davranışlarına ait zarf eğrilerinin pik değerine karşı gelen yük-deplasman noktasına kadar olan bölgedeki davranışlarının, eğilme, kesme, ve taban kesitindeki donatı sıyrılması etkileri göz önünde bulundurularak modellenmesi hedeflenmiştir. Eğilme davranışı, kolon boyunca seçilen yeterli sayıda noktada, fiber (lif) kesit analizi ile hesaplan eğrilikler kullanılarak elde edilmiştir. Bu bağlamda herhangi bir plastik mafsallık boyu kabulü yapmaya gerek kalmamıştır. Fiber kesit modelinde sargılı beton (kuşatılmış bölge), sargısız beton (pas payı bölgesi) ve çelik donatı fazları dikkate alınmıştır. Kesme davranışı klasik kayma şekil değiştirmesi hesabı yapılarak elde edilmiştir. Kesme-eğilme etkileşimi göz önünde bulundurulmamıştır. Kolon taban kesitindeki bindirme boylarının yeterli olduğu durumlar için mevcut donatı sıyrılma modelleri incelenmiş ve seçilen deney sonuçlarına göre yeni bir sıyrılma modeli önerilmiştir. Geliştirilen modelleme ile kolon taban kesitinde hesaplanan analitik moment-eğrilik ifadesi arasında doğrusal bir ilişki olduğu ayrıca gösterilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme kolon, fiber kesit analizi, tekrarlı yükleme, donatı sıyrılması

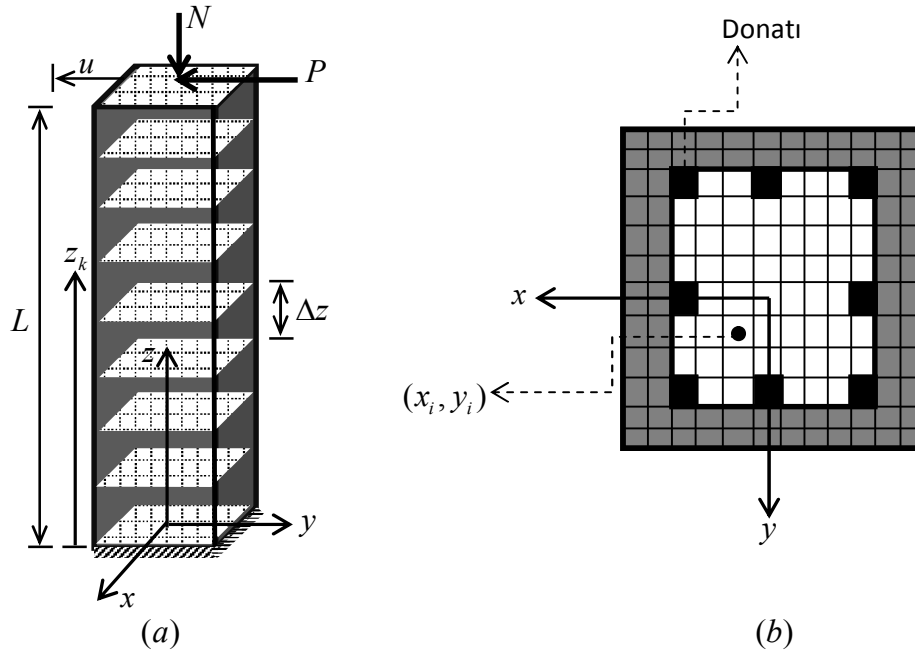
¹ yilmazmura@itu.edu.tr

1. GİRİŞ

Kolonlar deprem güvenliği açısından betonarme yapıların en önemli elemanlarıdır. Bu yüzden çevrimsel davranışlarının detaylı incelenmesi gerekmektedir. Çevrimsel kolon modellerinin kuvvet-deplasman grafiğinin bütünü modellemesi oldukça güçtür. Zira kompozit yapıda bulunan bu elemanlarda, donatı burkulma ve sıyrılması, beton çatlaması, mafsal noktası etkileri ve beton davranışındaki belirsizlikler gibi birçok faktör davranışa aynı anda ve birbirleri ile etkileşim halinde etkimektedir. Bu yüzden geçerli bir çevrimsel model ortaya konulabilmesi için kolonun çevrim başlangıcındaki davranışını belirlemek gerekir. Aynı zamanda kolonların maksimum yük taşıma kapasiteleri ve bu yük altında elde edilecek olan deplasmanı belirlemek, elemanın sünekliğini tarif eden parametrelerden ilkinin ortaya koyması bakımından önemlidir. Bu çalışmada Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) tarafından sunulan çeşitli test sonuçları kullanılarak kolon davranışına ilişkin incelemelerde bulunulmuş ve kolon çevrimsel davranış zarf eğrisinin taban kesitinde hesaplanan analitik moment-eğrilik ifadesi ile olan ilişkisini açıklamaya yönelik basitleştirici bir model ortaya konulmaya çalışılmıştır.

2. MODELLEME ESASLARI

Eğilme deformasyonu hesabı için, incelenen deney sonuçları eşdeğer konsol kolona çevrilerek Şekil 1 de gösterilen fiber kesit modeli ile eğrilik hesap noktaları oluşturulmuştur.



Şekil. 1. a) Eşdeğer konsol kolon eğrilik hesap noktaları. b)Fiber ağı ve fiber kesit fazları
Herhangi bir hesap noktası için şekil değiştirme fonksiyonunun doğrusal olması kabulü ile;

$$\varepsilon(x, y) = \varepsilon_0 + \kappa_x y - \kappa_y x \quad (1)$$

eşitliği yazılabilir. Burada ε_0 kesit nötral ekseninin şekil değiştirmesini, κ lar eğrilikleri göstermektedir. Herhangi kesit lifi için verilen gerilme-şekil değiştirme ($\sigma - \varepsilon$) bağıntısı için lif üzerindeki normal kuvvet,

$$N_i = \sigma_i(\varepsilon(x_i, y_i)) A_i \quad (2)$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada A_i lifin alanıdır. Kesit normal kuvveti, toplam lif sayısı m olmak üzere,

$$N = \sum_{i=1}^m N_i \quad (3)$$

şeklinde hesaplanır. Kesit momentleri ise (4) toplamları ile elde edilebilir.

$$M_x = \sum_i^m N_i y_i \quad (4)$$

$$M_y = -\sum_i^m N_i x_i$$

Şekil 1. de gösterilen düzlem yükleme için herhangi bir integrasyon noktasında verilen $\{N(z), M_x(z)\}$ büyüklüklerinin oluşturduğu $(\varepsilon_0, \kappa_x)$ değerleri (5) ile verilen Newton-Raphson iteratif şemasının çözümünden;

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N}{\partial \kappa_x} \\ \frac{\partial M_x}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_x}{\partial \kappa_x} \end{bmatrix}^j \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_0^j \\ \Delta \kappa_x^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N(z) \\ M_x(z) \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} N(\varepsilon^j) \\ M_x(\varepsilon^j) \end{Bmatrix} \quad (5)$$

elde edilen artımsal şekil değiştirme bileşenleri toplanarak elde edilir (6).

$$\varepsilon_0^{j+1} = \varepsilon_0^j + \Delta \varepsilon_0^j \quad (6)$$

$$\kappa_x^{j+1} = \kappa_x^j + \Delta \kappa_x^j$$

Eğilme deformasyonunu virtüel iş ilkesi ve trapozoidal integrasyondan yararlanılarak (7) denklemi ile hesaplanır;

$$u_e = \left(\sum_{k=1}^{n-1} 0.5 [\bar{M}_x(z_k) \kappa_x(z_k) + \bar{M}_x(z_{k+1}) \kappa_x(z_{k+1})] \Delta z \right) \quad (7)$$

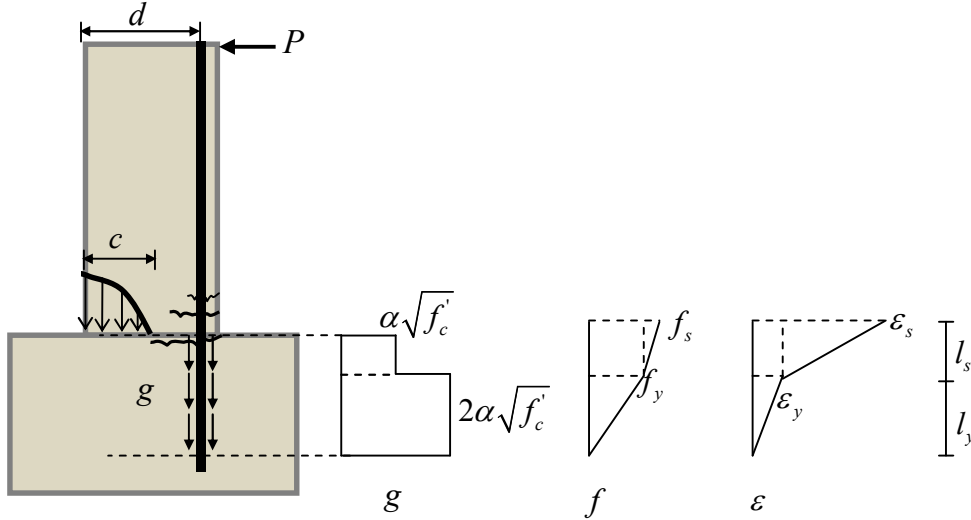
Burada k nolu kesit virtüel momenti Şekil 1. den;

$$\bar{M}_x(z_k) = (L - z_k) \quad (8)$$

olacaktır. Kayma deformasyonu kare kesit dikkate alınarak ve donatı katkısı ihmal edilerek ortalama bir değer alınmıştır (9).

$$u_k = 1.2 \frac{PL}{GA} \quad (9)$$

Sıyrıma deformasyonu temel içi donatısında oluşan gerilme dağılımı dikkate alınarak hesaplanmıştır.



Şekil 2. Sıyrıma hesabı için donatı üzerinde kabul edilen gerilme şekil değiştirme modeli

Temel betonun donatı üzerinde oluşturduğu gerilme dağılımlarının (g) donatı akma durumuna g'ye göre çift fazlı ve sabit olduğu kabul edilmiştir. Burada f temel içi donatı gerilme dağılımlarını, ε ise donatı şekil değiştirmesini g'stermektedir. Sıyrıma miktarı donatı akma durumuna g'ye g'ore [1];

$$\Delta_s = \frac{\varepsilon_s f_s \phi}{8\alpha \sqrt{f'_c}} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (10)$$

$$\Delta_s = \frac{\varepsilon_y f_y \phi}{8\alpha \sqrt{f'_c}} + \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y)\phi}{4\alpha \sqrt{f'_c}} \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada φ donatı çapını g'stermektedir. Sıyrıma kaynaklı taban d'önmesi;

$$\theta_s = \frac{\Delta_s}{d - c} \quad (11)$$

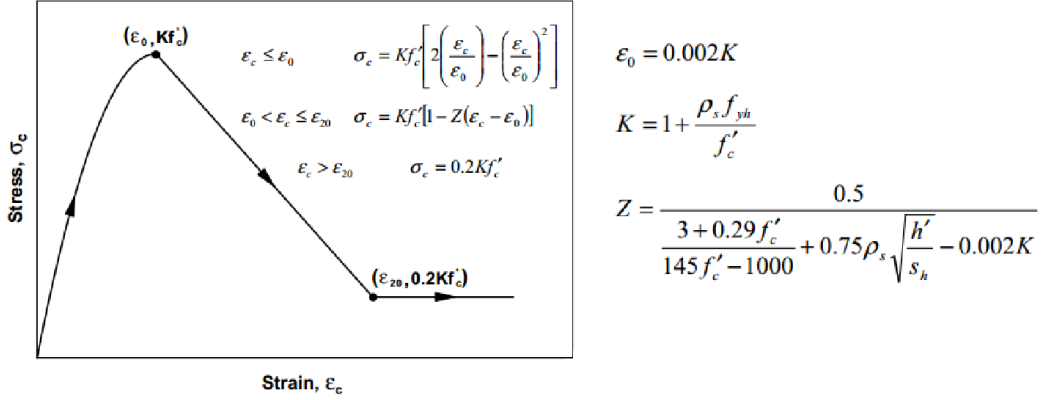
formülü ile hesaplanabilir. Sıyrıma kaynaklı yer değiştirme bileşeni

$$u_s = \theta_s L \quad (12)$$

şeklinde hesaplanmıştır. Toplam yer değiştirme;

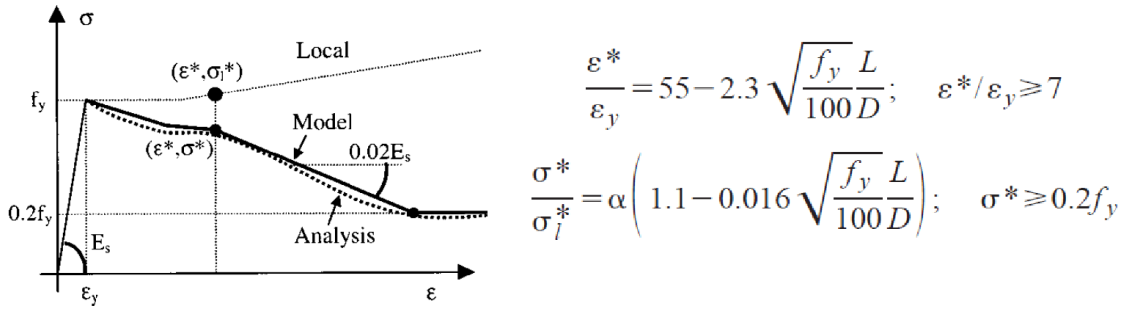
$$u = u_e + u_k + u_s \quad (13)$$

olarak ifade edilmiştir. Hesaplarda beton modeli olarak Şekil 3 de verilen Modifiye edilmiş Kent ve Park modeli kullanılmıştır [4].



Şekil 3. Modifiye edilmiş Kent ve Park Modeli.

Donatı burkulmasını gündeme almak üzere Şekil 4 de detayları verilen Dhakal ve Maekawa modeli kullanılmıştır [5].



$$\frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l^*}\right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y}\right); \quad \text{for } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^*$$

$$\sigma \geq 0.2f_y; \quad \sigma = \sigma^* - 0.02E_s(\varepsilon - \varepsilon^*); \quad \text{for } \varepsilon > \varepsilon^*$$

Şekil 4. Dhakal ve Maekawa donatı burkulma modeli.

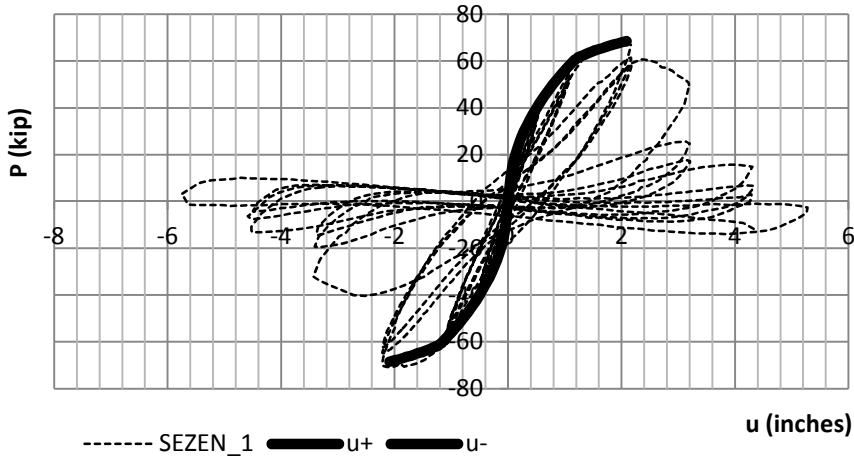
Yukarıda ayrıntıları verilen fiber-kesit modeli kullanılarak, yük deplasman eğrisinin tepe noktasına kadar hesaplar yapılmıştır. Bu noktadan itibaren yumuşama bölgesi için Denklem (14) de verilen β çarpanı yük artımı bölgesi için hesaplanarak taban eğriliği çarpanı şeklinde düşünüldüğünde

$$\beta = \left| \frac{u_T}{\kappa_0 L^2} \right|_{\max} \quad (14)$$

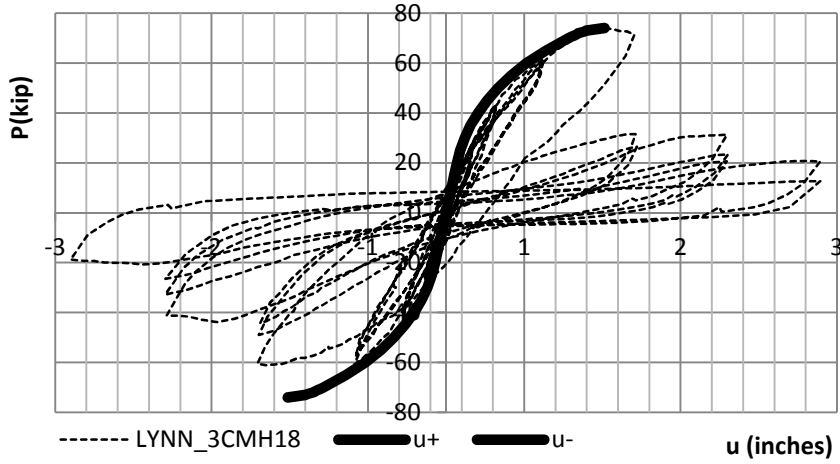
Yumuşama gölgesi için aşağıdaki basitleştirilmiş model kullanılabilir. Bu modele ait çeşitli doğrulamalar da bu çalışma kapsamında sunulmuştur.

$$u = \beta \kappa_0 L^2 \quad (15)$$

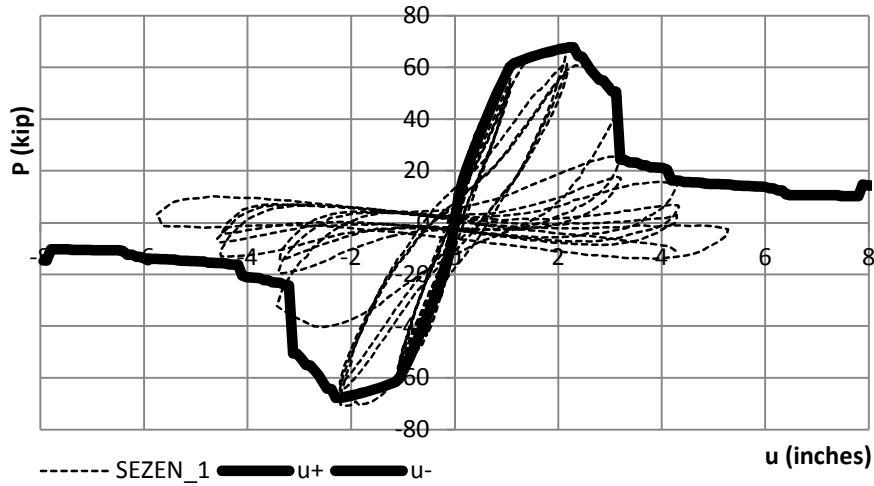
3. MODELİN DENEY SONUÇLARI İLE DOĞRULANMASI



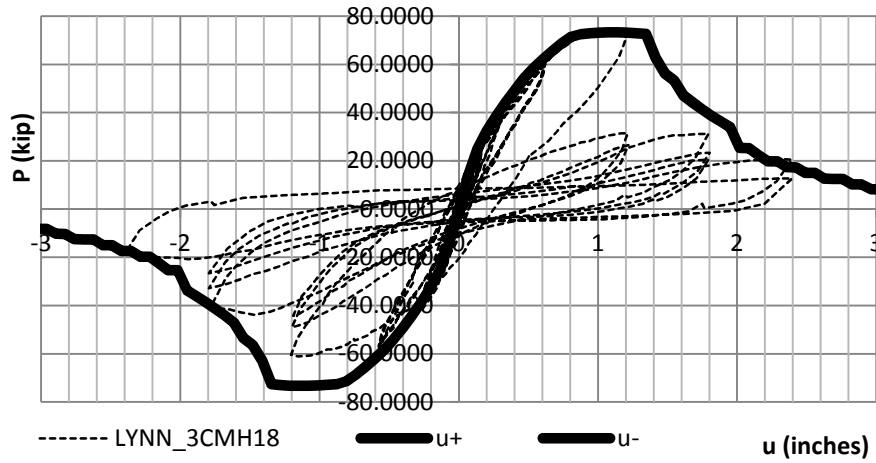
Şekil 5. $\alpha = 6$ için Sezen [1] çalışmasında yapılan 1 nolu tekrarlı yükleme deneyinin pik öncesi zarfı.



Şekil 6. $\alpha = 6$ için Lynn [6] çalışmasında yapılan 3CMH18 nolu tekrarlı yükleme deneyinin pik öncesi zarfı.



Şekil 7. $\beta = 0.61$ basitleştirilmiş model için Sezen [1] çalışmasında yapılan 1 nolu nolu tekrarlı yükleme deneyinin zarfı.



Şekil 8. $\beta = 0.53$ basitleştirilmiş model için Lynn [6] çalışmasında yapılan 3CMH18 nolu tekrarlı yükleme deneyinin zarfı.

4. DEĞERLENDİRME

Betonarme kolonlarda fiber-kesit modelinin uygun beton ve donatı modelleri kullanıldığında deneylerle oldukça uyumlu sonuçlar verdiğini söylemek mümkündür. Ayrıca basitleştirilmiş beta çarpanı modelinin de pik sonrası davranış zarfının tahmin edilmesi için umut vaat eden bir model olduğu gözlenmektedir. Bu derece basit bir modelin iyi sonuçlar vermesi bu modelde önerilen beta çarpanının daha karmaşık olan fiber kesit modelinden elde edilmesine bağlanabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Sezen H., “Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns” Dissertation, Graduate Division of the University of California, Berkeley, 2000.
- [2] Alsiwat J. M., and Saatcioglu M., “Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading” Journal of Structural Engineering, ASCE, (118)9, 2421-2438, 1992.
- [3] Spacone, E., Filippou, F. C., and Taucer, F. F. “Fibre beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. Part I: Formula-tion.” Earthquake Engrg. and Struct. Dyn., 25, 711–725, 1996.
- [4] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” Journal of Structural Engineering-ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, p.p. 1804-1825
- [5] Dhakal, R. and Maekawa, K. (2002). ”Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement.” J. Struct. Eng., 128(9), 1139–1147.
- [6] Lynn A. “Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building COLUMNS” Department of Civil Engineering. Berkeley;University of California. Doctor of Philosophy, 1999.