

나선철근 원형교각의 연성 및 내진성능

Ductility and Seismic Performance of Spirally Reinforced Bridge Columns

이 재 훈* 배 성 용** 손 혁 수** 이 형 준***

Lee, Jae-Hoon Bae, Sung-Yong Son, Hyeok-Soo Lee, Hyong-Jun

ABSTRACT

The objectives of this study are to investigate seismic performance of spirally reinforced bridge columns and to provide test result for developing improved seismic design criteria. Quasi-static test was conducted for 12 columns of which variables were transverse reinforcement ratio and spacing, longitudinal reinforcement ratio, and axial load level. Sufficient seismic performance was observed from the test for the columns with greater confinement steel amount than the requirement of the Korean Bridge Design Specification. The columns with 0.84 % of the confinement steel requirement provided adequate performance under less than 0.2 of axial load level, but showed lower ductility under 0.3 of axial load level. The current provision for the region of confinement steel distribution may be non-conservative under high axial load level, therefore a modified provision is proposed.

1. 서 론

도로교설계기준(2000)의 내진설계기준은 도로교표준시방서(1992 : 1996)의 내진설계기준을 일부 보완하였으나, 강진에 대한 완전연성 설계개념의 설계지침을 기본으로 하고 있다. 따라서 도로교설계기준(2000)의 심부구속 횡방향철근 산정식은 경우에 따라 과도한 횡방향철근량을 요구하게 되므로 시공성 문제를 유발하고 있는 실정이다. 이에 대한 해결방안의 하나로 우리나라와 같은 중약진 지진지역에서는 한정연성설계개념을 도입하여 합리적이며 경제적인 설계를 유도할 필요가 있으며, 합리적인 한정연성 설계법을 개발하기 위해서는 철근상세 및 횡방향철근량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진성능이 먼저 규명되어야 한다. 이러한 관점에서 최근에 수행된 연구에서 비내진 횡방향철근량을 갖는 교각의 경우에도 비교적 큰 연성능력을 발휘할 수 있다고 보고

* 정희원, 영남대학교 토목공학과 부교수

** 영남대학교 토목공학과 박사과정

*** 정희원, 한국도로공사 도로연구소 수석연구원

된 바 있으며, 해외에서도 소요연성도에 따른 횡방향철근 요구량에 대한 연구결과가 보고되고 있다. 그러나 아직까지는 횡방향철근량에 따른 교각의 내진성능을 일반화할 수 있을 만큼 충분한 실험결과가 축적되어 있지는 못한 상태이다. 본 연구에서는 횡방향철근량을 변수로 하여 나선철근기둥의 준정적실험(Quasi-static test)을 수행하고 내진성능을 비교분석함으로써, 현행 내진설계기준의 횡방향철근 요구량에 대한 검증자료와 한정연성 설계법을 개발하기 위한 실험자료를 제공하고자 한다.

2. 나선철근 교각에 대한 설계기준

지진하중에 대하여 철근콘크리트 교각이 충분한 연성을 발휘하기 위해서는 적절한 횡방향철근량에 의하여 심부콘크리트가 구속되어야 하며 종방향철근의 좌굴이 방지되어야 하며, 각국의 내진설계기준은 표 1과 같이 심부구속 횡방향철근량 및 수직간격을 규정하고 있다. 표에 나타난 바와 같이, 도로교설계기준(2000)은 축력의 영향을 고려하지 않은 반면에 유럽의 EC 8(1996), 뉴질랜드의 NZS 3101(1995) 및 미국 캘리포니아주의 Caltrans(1998)는 축력의 정도에 따라 심부구속 철근량을 규정하고 있다. 특히 EC 8(1996)은 완전연성거동과 한정연성거동에 대한 요구연성도를 고려하고 있고, NZS 3101(1995)은 종방향철근비를 변수로 하고 있다. 한편, 종방향철근의 좌굴을 방지하기 위한 규정으로 도로교설계기준(2000)은 심부구속 철근의 간격을 단순히 15 cm로 제한하고 있으나, 각국의 내진설계기준은 종방향 철근지름의 6배로 제한하는 것 이외에 종방향철근의 좌굴을 방지하기 위한 심부구속 횡방향철근의 산정식에 추가하고 있다.

표 1 심부구속 횡방향철근의 설계기준

설계기준	나선철근비	수직간격
도로교설계기준	$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_y}$, $\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_y}$	$s \leq \frac{1}{4} D$ $s \leq 15 \text{ cm}$
EC 8	$\omega_{wd,c} = 1.40 \omega_{wd,r}$ $\omega_{wd,r} = 1.74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0.009\mu_c + 0.17)\eta_k - 0.07 \geq \omega_{w,min}$ $A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{96 f_{yt}} \frac{s}{d_b}$ 연성거동 : $\mu_c = 13$ $\omega_{w,min} = 0.12$ 한정연성거동 : $\mu_c = 7$ $\omega_{w,min} = 0.08$	$s \leq \frac{1}{5} D$ $s \leq 6 d_b$
NZS 3101	$p_s = \frac{(1.3 - p_t m) A_g f'_c}{2.4 A_c f_{yt}} \frac{N^*}{\phi f'_c A_g} - 0.0084$ $p_s = \frac{A_{st}}{110 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b}$	$s \leq \frac{1}{4} D$ $s \leq 6 d_b$
Caltrans	교각단면지름이 90cm보다 작은 경우 : $\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right)$ 교각단면지름이 90cm보다 큰 경우 : $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right)$	$s \leq \frac{1}{5} D$ $s \leq 6 d_b$ $s \leq 8 \text{ in}$ (20 cm)

3. 실험개요

3.1 실험체 제작 및 실험변수

지름 40 cm, 기둥 길이 190 cm, 총 높이 230 cm인 원형단면 기둥시험체 12개를 제작하였다. 콘크리트의 강도발현에 따른 콘크리트강도의 오차를 최소화하기 위하여 재령 60일째부터 재하실험을 실시하였으며, 콘크리트의 평균압축강도(f_{cu})는 280 kgf/cm²이었다. 종방향철근으로는 D16과 D25 이형철근을, 횡방향철근은 D10 이형철근을 용접이음한 나선철근을 사용하였으며 나선철근에 대한 피복두께는 2 cm로 하였다. 철근의 항복강도는 D10이 3,666 kgf/cm², D16이 3,560 kgf/cm², D25가 3,436 kgf/cm²로 측정되었다. 본 실험의 주요변수는 나선철근량 및 간격, 종방향철근비, 축력비로서 표 2에 시험체 상세 및 실험변수를 나타내었다. 나선철근의 간격은 6, 8, 10 cm의 세 가지 간격을 사용하였으며, 도로교설계기준(2000)에 따른 간격은 8.3 cm로 계산된다.

표 2 시험체의 상세 및 변수

시험체명	목표축력비 $\alpha = P/f_{ck}A_g$	횡방향철근				종방향철근 (철근비)
		수직간격 s	$\frac{s}{d_{b,l}}$ ⁽¹⁾	나선철근비	나선철근 비율 ⁽²⁾	
CN-SP-60-10	0.1	6 cm	3.77	0.0132	1.40	8-D16 (0.0126)
CN-SP-60-20	0.2					
CN-SP-60-30	0.3					
CN-SP-80-10	0.1	8 cm	5.03	0.0099	1.05	
CN-SP-80-20	0.2					
CN-SP-80-30	0.3					
CN-SP-100-10	0.1	10 cm	6.29	0.0079	0.84	
CN-SP-100-20	0.2					
CN-SP-100-30	0.3					
CNH-SP-60-20	0.2	6 cm	2.36	0.0132	1.40	8-D25 (0.0323)
CNH-SP-80-20	0.2	8 cm	3.15	0.0099	1.05	
CNH-SP-100-20	0.2	10 cm	3.94	0.0079	0.84	

주 (1) : 종방향철근 지름에 대한 횡방향철근 간격의 비율.

주 (2) : 도로교설계기준(2000)의 심부구속나선철근비에 대한 비율.

3.2 재하실험 및 변위연성도의 정의

축력을 가한 상태에서 횡방향 하중을 반복 가력하는 준정적(quasi-static)실험을 수행하였다. 전단파괴를 방지하기 위하여 형상비(aspect ratio, 재하높이/단면지름)를 4.25로 제작하였다. 횡방향 하중은 항복변위를 구할 때까지는 하중제어방식을 사용하고, 항복변위 이후에는 변위 제어방식을 사용하였으며, 그림 1과 같이 1 Δ_y , 2 Δ_y , 3 Δ_y , ...의 변위제어방식으로 각 변위마다 2사이클씩 반복하여 하중을 가력하였다. 극한변위의 결정방법은 그림 2와 같이 시험체의 횡방향 하중 저항능력이 V_i 의 80%로 감소하는 변위 또는 종방향철근이나 횡방향철근이 파단될 때의 변위로 극한변위를 정의하였다.

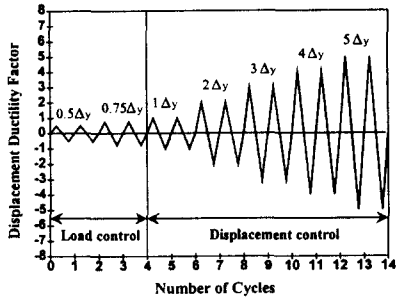


그림 1 횡하중 가력방법

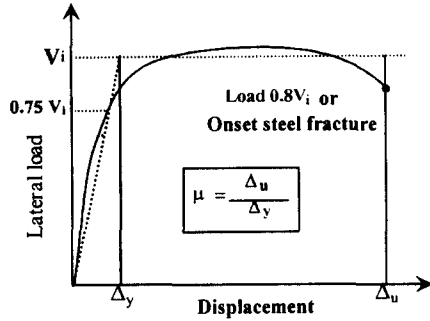


그림 2 변위연성도의 정의

4. 실험결과

4.1 하중-변위 이력곡선결과

그림 3~14는 각 시험체의 하중-변위 이력곡선을 나타내었다.

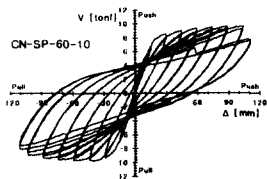


그림 3 CN-SP-60-10

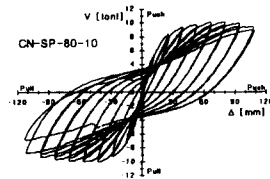


그림 4 CN-SP-80-10

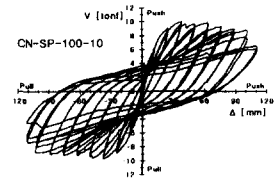


그림 5 CN-SP-100-10

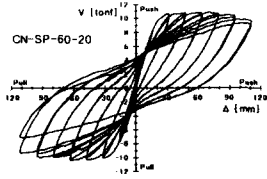


그림 6 CN-SP-60-20

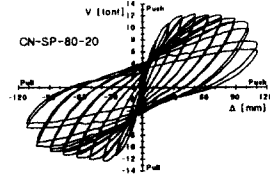


그림 7 CN-SP-80-20

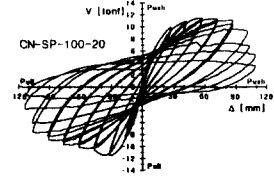


그림 8 CN-SP-100-20

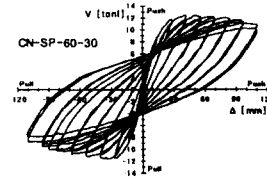


그림 9 CN-SP-60-30

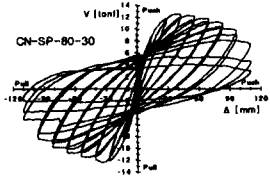


그림 10 CN-SP-80-30

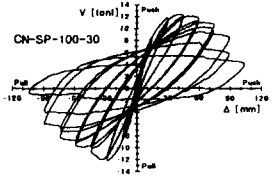


그림 11 CN-SP-100-30

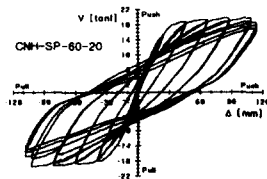


그림 12 CNH-SP-60-20

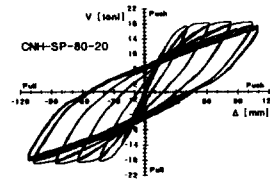


그림 13 CNH-SP-80-20

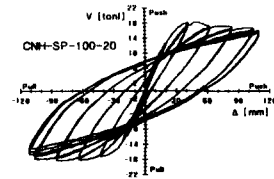


그림 14 CNH-SP-100-20

4.2 유효강성

그림 15는 유효강성의 실험결과를 나타낸 것으로, 축력과 종방향철근비가 클수록 유효강성이 증가하는 경향을 보이며, 각 설계기준이 제시하고 있는 유효강성 해석값이 실험값을 다소 과대 평가함을 나타낸다.

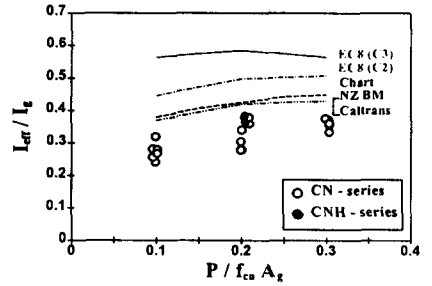


그림 15 유효강성

4.3 축력비에 따른 거동

그림 16은 도로교설계기준의 나선철근량으로 배근된 CN-SP-80 시험체들의 하중-변위 포락선을 나타내었으며, 축력이 높을수록 균열발생 이후 상승부분의 기울기가 크며 최대항력강도 V_{max} 도 크다. 또 축력비가 0.1인 CN-SP-80-10 시험체는 항복 이후에도 강도가 유지되지만, 축력이 높을수록 항력이 하강하는 경향을 보인다. 그림 17은 CN-SP-80 시험체들의 극한변위를 나타낸 것으로, 축력이 증가할수록 극한변위가 감소함을 보인다.

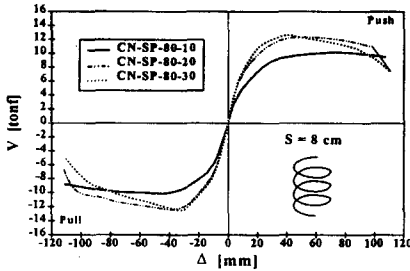


그림 16 하중-변위 포락선(CN-SP-80)

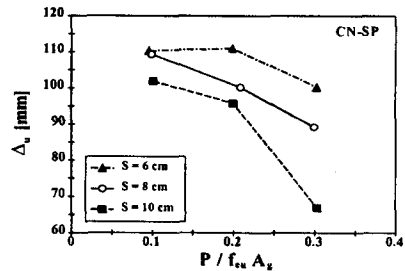


그림 17 축력비에 따른 극한변위

4.4 횡방향철근량 및 간격에 따른 거동

동일한 축력에 대하여 시험체들의 하중-변위 포락선을 비교한 결과, 축력비가 0.1과 0.2인 경우 극한변위를 제외하고는 횡방향철근량 및 간격에 관계없이 거의 유사하였으나, 축력비가 0.3인 경우에는 그림 18과 같이 하강부분에서 뚜렷한 차이를 보였다. 그림 19에 나타낸 바와 같이 축력비 α 가 0.3인 경우에는 횡방향철근량이 감소할수록 극한변위가 급격히 감소한다.

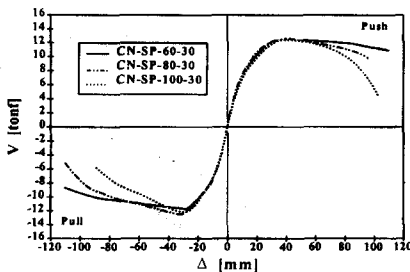


그림 18 하중-변위 포락선(축력비 0.3)

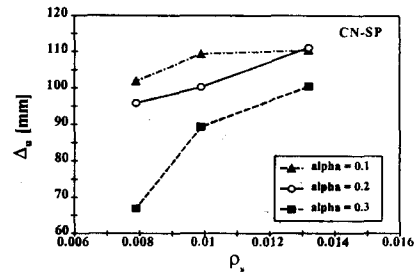


그림 19 나선철근비에 따른 극한변위

4.5 종방향철근비에 따른 거동

종방향철근비가 각각 1.26 %와 3.23 %인 CN-SP 시험체와 CNH-SP 시험체의 하중-변위 포락선은 그림 20과 같다. 축력비는 0.2로 동일하며 횡방향철근량도 동일하다. 그림 20에 나타난 바와 같이, 실험에 의한 항복변위 Δ_{yf} 와 최대항력강도는 종방향철근비가 큰 CNH-SP 시험체가 CN-SP 시험체보다 크다. 그림 21(변위용량한계로 가력을 종료한 CNH-SP-60-20 시험체는 제외)에 나타난 바와 같이 동일한 축력비에서 동일한 횡방향철근비와 간격을 가진 경우, D25의 종방향철근이 배근된 CNH-SP 시험체의 극한변위가 D16의 종방향철근이 배근된 CN-SP 시험체의 극한변위보다 크다.

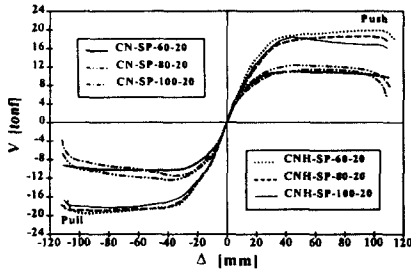


그림 20 하중-변위 포락선(축력비 0.2)

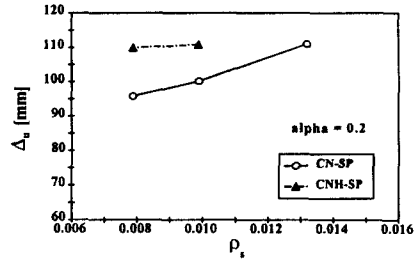


그림 21 철근비에 따른 극한변위

5. 내진성능의 평가

5.1 변위연성도

그림 22은 실험에 의한 항복변위 Δ_{yf} 를 기준으로 구한 CN-SP 시험체의 변위연성도 $\mu_{\Delta f}$ 를 나타내며, 그림 23은 휨변형과 종방향철근의 부차슬립에 의한 변형을 고려한 재료비선형해석에 의한 항복변위 Δ_{ya} 를 기준으로 구한 CN-SP 시험체의 변위연성도 $\mu_{\Delta a}$ 를 비교하였다.

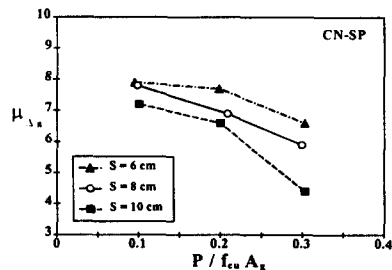
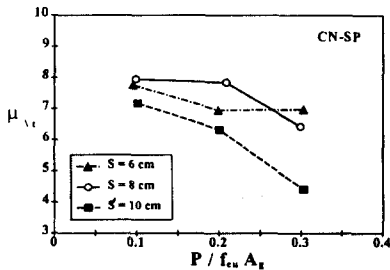


그림 22 축력비에 따른 변위연성도 $\mu_{\Delta f}$ 그림 23 축력비에 따른 변위연성도 $\mu_{\Delta a}$

5.2 응답수정계수

도로교설계기준의 심부구속철근량 이상이 배근된 CN-SP-60과 CN-SP-80 시험체의 응답수정계수는 축력비 0.3 이하에서 장주기와 단주기 모두 3.0을 크게 상회한다. 도로교설계기준 심부구속철

근량의 84 %가 배근된 CN-SP-100 시험체의 경우에는 그림 24에 나타난 바와 같이 장주기인 경우 축력비 0.3 이하에서 응답수정계수가 3.0을 상회하며, 단주기인 경우에는 0.1과 0.2의 축력비에 서 3.0을 상회하지만 0.3의 축력비에서는 2.8로서 3.0보다 작은 응답수정계수값을 나타낸다.

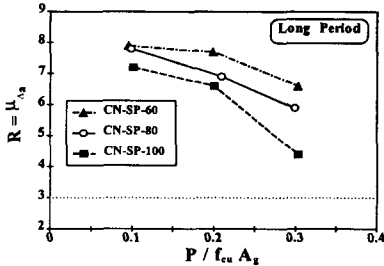


그림 24 장주기의 응답수정계수

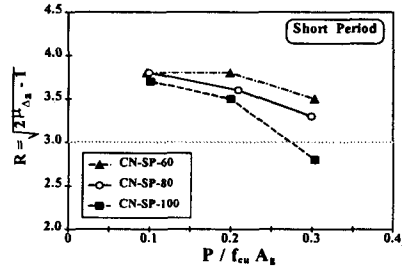


그림 25 단주기의 응답수정계수

5.3 파괴구간 및 심부구속철근 배근구간

그림 26은 시험체의 파괴구간길이를 단면지름으로 나눈 값 R_D 를 각 설계기준과 함께 표현한 것인데, 시험체 파괴구간의 길이는 축력이 증가함에 따라 증가하는 경향을 보인다. 도로교설계기준(2000)과 Caltrans(1998)는 축력비와 관계없이 1.0의 R_D 값을 규정하고 있으므로, 축력비가 0.2 이상인 경우에는 비안전축의 설계가 될 수 있음을 보여준다. 따라서 심부구속철근 배근구간의 규정을 그림 27과 같이 축력을 고려하여 수정할 필요성이 있다고 판단된다. 즉 콘크리트의 실제강도 f_{cu} 를 기준으로 한 축력비가 0.1 이하인 경우에는 R_D 를 1.0(단면의 최소크기)으로 하고, 축력비가 0.3 이상인 경우에는 R_D 를 1.5(단면 최소크기의 1.5배)로 하며, 0.1과 0.3 사이의 축력비에 대하여는 식 (1)과 같이 직선보간한다. 한편, 설계기준식으로 사용하려면 콘크리트 설계기준강도 f_{ck} 로 표현하여야 하는데, 콘크리트구조설계기준(1999)에서 f_{cu} 와 f_{ck} 의 관계식을 사용하여 구한 식 (2)을 설계식으로 사용할 수 있을 것이다.

$$R_D = \frac{2.5P}{f_{cu} A_g} + 0.75 \quad (1)$$

$$R_D = \frac{2P}{f_{ck} A_g} + 0.75 \quad (2)$$

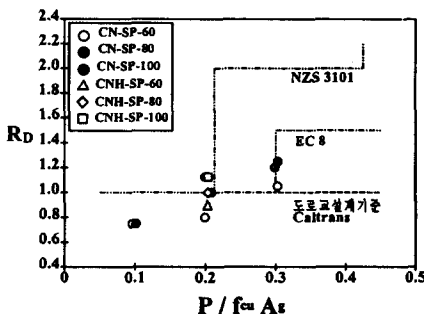


그림 26 교각지름에 대한 파괴구간 비교

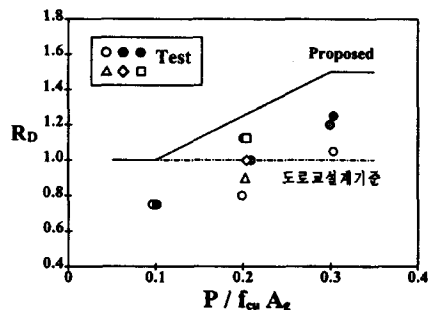


그림 27 심부구속철근 배근구간의 제안

6. 결 론

현행 내진설계기준의 심부구속철근 요구량에 대한 검증자료와 한정연성 설계법을 개발하기 위한 실험자료를 제공하기 위하여 준정적 실험을 수행하였으며, 그 결론은 다음과 같다.

1. 시험체의 유효강성은 전단면강성 I_g 의 0.27~0.40배의 값을 보였으며, 내진설계과정에서 작용단면력을 결정하기 위한 구조해석시에는 재료비선형해석을 통한 유효강성을 사용하는 방법, 도표를 사용하는 방법, 식을 사용하는 방법, 또는 근사적으로 $0.5I_g$ 를 사용하는 방법이 모두 안전측인 것으로 판단된다.
2. 현행 도로교설계기준의 심부구속철근 배근구간의 규정은 축력비가 0.2 이상인 경우에 비안전측의 설계가 될 수 있으므로 축력을 고려한 규정으로 수정할 필요성이 있다고 판단되며, 수정안을 제시하였다.
3. 도로교설계기준 심부구속철근 요구량의 84%가 배근된 시험체는 축력비 0.1과 0.2에서 변위연성도와 장주기의 응답수정계수가 각각 7.2와 6.6이며 단주기의 응답수정계수가 각각 3.7과 3.5로서 충분한 연성 및 내진성능을 보이지만, 축력비가 0.3인 경우에는 단주기의 응답수정계수가 2.8로서 설계기준의 응답수정계수 요구량을 만족하지 않는다.
4. 도로교설계기준의 심부구속철근 요구량 미만이 배근된 경우에도 제한적이지만 연성능력을 발휘할 수 있으므로, 한정연성 성능목표를 결정한 후 이에 대한 심부구속철근 요구량을 결정하여 한정연성 설계법을 도입할 수 있을 것이다.

감사의 글

본 연구는 한국도로공사의 1999년도 연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 실험장비 일부를 제공해 주신 VSL Korea(주)에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. 김재관, 김익현(1998) Seismic Design in Low or Moderate Seismicity Regions : Suggested Approaches, 한국지진공학회는문집, 한국지진공학회, 제 2권 3호, pp 99-109.
2. 박종협, 조창백, 박희상, 정영수(2000) 중·약진지역의 원형 내진 RC교각의 내진성능평가, 2000년도 불학술발표회 논문집, 한국콘크리트학회, 제 12권 1호, pp 452-457.
3. 한국 건설교통부(2000) 도로교설계기준.
4. Caltrans(1998) *Bridge Design Specification Manual*, California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California, USA.
6. CEN(1996) *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Bridges, Eurocode 8 Part 2*, European Committee for Standardization.
7. Standard New Zealand(1995) *Design of Concrete Structures, NZS 3101*, Wellington, New Zealand.
Transit New Zealand(1994) *Bridge Manual plus amendment No. 1*, Wellington, New Zealand.