

# 지진하중을 받는 철근콘크리트 원형교각의 전단성능곡선 모델

## Shear Capacity Curve Model for Circular RC Bridge Columns under Seismic Loads

이 재 훈\*    고 성 현\*\*    정 영 수\*\*\*  
Lee, Jae-Hoon    Ko, Seong-Hyun    Chung, Young-Soo

### 국문요약

형상비가 상대적으로 작은 철근콘크리트 교각에 지진작용으로 인한 반복 휨하중이 작용하면 초기단계와 중간단계의 변위에서는 휨 거동을 보이다가 최종변위단계에서는 전단에 의해 파괴되는 휨-전단 거동을 보인다. 휨-전단 파괴거동을 보이는 교각은 휨 파괴거동을 보이는 교각에 비하여 연성능력이 저하되므로, 내진설계 또는 내진성능평가에서 극한변위를 해석적으로 결정하기 위해서는 휨성능곡선과 함께 전단성능곡선 모델을 적용하여야 한다. 본 논문에서는 원형교각에 대한 기존 모델을 수정한 전단성능곡선 모델을 제안하였고, CALTRANS 모델, Aschheim 등의 모델, Priestley 등의 모델, 제안모델의 특징을 비교하였다. 또 국내에서 수행된 실물크기 기동 실험체를 대상으로 전단성능곡선 모델을 평가하였다. 제한된 범위의 소수 실험결과에 대한 적용으로서 일반화하기는 어려울 것이지만, 실험결과와 비교 검토한 결과 제안모델이 파괴형태의 예측과 변위성능 예측의 정확도에서 매우 우수한 것으로 평가되었다.

**주요어** : 내진설계, 내진성능평가, 휨-전단 파괴, 전단성능곡선 모델, 파괴형태, 극한변위

### ABSTRACT

Reinforced concrete bridge columns with relatively small aspect ratio show flexure-shear behavior, which is flexural behavior at initial and medium displacement stages and shear failure at final stage. Since the columns with flexure-shear failure have lower ductility than those with flexural failure, shear capacity curve models shall be applied as well as flexural capacity curve in order to determine ultimate displacement for seismic design or performance evaluation. In this paper, a modified shear capacity curve model is proposed and compared with the other models such as the CALTRANS model, Aschheim et al.'s model, and Priestley et al.'s model. Four shear capacity curve models are applied to the 4 full scale circular bridge column test results and the accuracy of each model is discussed. It may not be fully adequate to drive a final decision from the application to the limited number of test results, however the proposed model provides the better prediction of failure mode and ultimate displacement than the other models for the selected column test results.

**Key words** : seismic design, performance evaluation, flexure-shear failure, shear capacity curve model, failure mode, ultimate displacement

## 1. 서    론

철근콘크리트 교각은 축방향 철근량과 횡방향 철근량의 비율, 축력의 크기, 전단지면-두께 비율( $M/VD$ , 또는 형상비-aspect ratio)에 따라 파괴거동이 다르다. 이러한 변수들 중 파괴거동에 가장 큰 영향을 주는 인자는 전단지면-두께 비율로서, 일반적으로 전단지면-두께 비율(캔틸레버 교각은 형상비와 동일함)이 1.5~3.0 내외인 교각의 경우는 초기에는 휨 거동을 보이다가 최종단계에서는 전단에 의해 파괴되는 휨-전단 거동을 보인다. 이러한 형상비의 교각이 Loma Prieta 지진(1989), Northridge 지진(1994), Kobe 지진(1995) 등에서 전단 또는 휨-전단 복합 거동에 의하여 파괴된 사례가 보고 된 후, 외국에서는 지진하중에 대한 기존의 전단설계법에 대한 검증과 새로운 전단설계법에 대한 연구가 진행되어왔다.

이러한 결과로서 해석에 의하여 전단 파괴, 휨-전단 파괴, 휨 파괴 등으로 구분되는 파괴형태를 예측하고, 휨-전

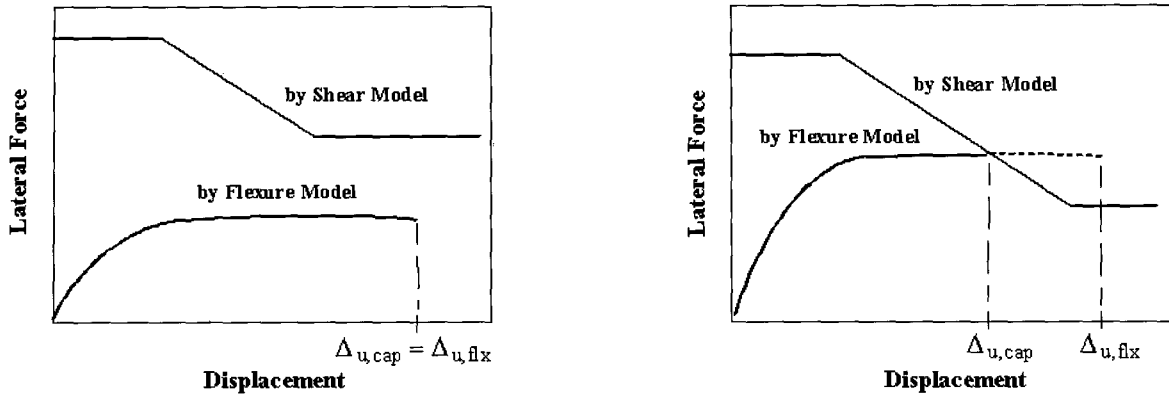
단 작용에 의한 극한변위를 예측하는 모델이 개발되었다. 이러한 모델은 변위연성도에 따른 전단강도의 변화를 나타내는 전단성능곡선 모델로서, 휨 거동해석(모멘트-곡률 해석 또는 Push-over 해석)에 의한 휨성능곡선(휨하중-변위 성능곡선)에 적용하여 성능(연성능력 및 극한변위)을 판정하는데 이용된다. 전단강도만을 검토하는 기존의 전단설계법과는 다른 이런 새로운 개념과 모델이 필요한 이유는 두 가지로 정리될 수 있다. 첫째, 지진하중에 의하여 소성힌지가 발생하는 경우에는 반복하중 작용에 따라 심부 콘크리트의 손상이 증대되어 단조중가 하중이 작용하는 경우보다 전단강도가 감소하기 때문에 기존의 일반하중에 대한 전단강도 계산법으로는 오차가 크다. 둘째, 휨-전단 파괴가 발생하는 경우 휨 작용과 전단 작용 간의 지배 거동의 정도에 따라 극한(파괴)변위가 다르므로 변위를 고려하지 않고 전단강도만을 검토하는 기존의 전단설계법으로는 합리적인 내진 전단설계법으로의 발전이 제한적이다. 따라서 변위연성도를 고려하여 전단강도가 변화하는 전단성능곡선 모델이 개발되어왔다. 이와 같은 전단성능곡선 모델은 현행 도로교설계기준<sup>(1)</sup>이나 AASHTO<sup>(2),(3)</sup>에는 채택되어 있지 않지만, 미국 캘리포니아주 교통국 (CALTRANS)의 Caltrans Seismic Design Criteria<sup>(4)</sup>에는 채택되어

\* 정희원·영남대학교 건설환경공학부 교수(E-mail: jholee@yu.ac.kr)

\*\* 영남대학교 대학원 토목공학과 박사과정

\*\*\* 정희원·중앙대학교 토목공학과 교수

본 논문에 대한 토의를 2006년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2005. 9. 12 / 심사종료일 : 2006. 2. 10)



(a) 휨 파괴로 판정하는 경우

(b) 휨-전단 파괴로 판정하는 경우

그림 1 파괴형태의 예측

있으며, 이와 같은 모델은 교각의 내진설계 뿐만 아니라 기존 교각의 내진성능평가에도 유용하게 적용되고 있다.

본 연구에서는 외국의 내진설계기준에 채택되어 있거나 타 연구자에 의하여 제안된 전단성능곡선 모델의 특징을 분석하고 새로운 전단성능곡선 모델을 제안하였으며, 실험 크기 기둥실험체의 실험결과와의 비교를 통하여 각 모델의 적용성을 검증하였다.

## 2. 전단성능곡선 모델

### 2.1 전단성능곡선 모델의 적용

일반적으로 철근콘크리트 기둥의 전단강도는 재료강도, 단면형상, 전단지면-단면두께 비율( $M/Vd$ ), 축력의 영향, 축방향철근량 및 횡방향철근량 등에 따라 다르며, 엄밀하게는 축방향 인장변형률의 크기에 따른 균열폭과 골재 맞물림 작용에 영향을 주는 골재 최대치수와도 관계가 있는 것으로 알려져 있다. 또한 지진하중에 의하여 소성힌지가 발생하는 경우에는 반복 하중작용에 따라 단조증가 하중을 받는 경우보다 전단강도가 감소하는 것이 일반적이며 변위연성도에도 영향을 받는다. 그러나 이러한 변수들을 모두 고려하여 전단성능곡선 모델을 구성하는 것은 모델이 너무 복잡해질 수 있으므로, 대부분의 전단성능곡선 모델은 주요 변수를 선택하여 전단강도를 표현하고 변위연성도의 증가에 따라 강도가 감소하는 형태를 나타낸다.

파괴형태를 예측하고 휨-전단 작용에 의한 극한변위를 예측하기 위해서는 그림 1과 같이 휨성능곡선에 전단성능곡선 모델을 적용한다. 구체적인 절차는 다음과 같다.

- (1) 대상 교각에 대한 휨 거동 해석(모멘트-곡률해석 또는 Push-over 해석)을 통하여 휨성능곡선(횡하중-변위 성능곡선)을 얻고 항복변위를 결정하여 변위연성도로 표현한다.
- (2) 전단성능곡선 모델을 적용하여 변위연성도에 따른 전단성능곡선을 구성 한 후, 휨 거동 해석에서 구한 항

복변위를 기준으로 하여 변위증가에 따른 전단성능곡선을 구성한다.

- (3) 횡하중과 변위의 관계로 표현한 휨성능곡선과 전단성능곡선을 비교하여 파괴형태를 판정하고 극한변위를 결정한다.

이러한 과정으로 구성된 성능곡선들이 그림 1(a)과 같이 휨성능곡선이 전단성능곡선보다 항상 작다면, 소성힌지 부에서 축방향철근의 좌굴 또는 파단, 또는 심부구속 횡방향철근의 파단, 또는 심부콘크리트의 파괴가 발생하는 휨 파괴로 판정하며, 이때의 휨파괴변위를 극한변위로 한다. 그러나 그림 1(b)와 같이 휨성능곡선에서 횡력이 일정한 구간과 전단성능곡선이 교차하는 경우, 소성힌지가 형성되어 소성변형이 진행되다가 휨파괴에 이르기 이전에 전단 작용에 의하여 파괴되는 휨-전단파괴로 판정하며, 두 성능곡선의 교차점을 극한변위로 한다. 휨-전단거동을 보이는 기둥의 횡력강도는 휨강도 성능으로 결정되며, 전단력 작용에 따른 거동은 극한변위성능, 즉 연성능력으로 표현된다.

다음은 외국의 내진설계기준에 채택되어 있거나 타 연구자에 의하여 제안된 전단성능곡선 모델로서 SI 단위로 표현하였다. 이 식들은 동일한 변수에 대하여 각기 다른 기호를 사용하기도 하므로, 혼동을 피하기 위하여 가능한 한 동일한 변수에 대하여는 동일한 기호로 표현하였다.

### 2.2 미국 캘리포니아 교통국(CALTRANS) 모델

Caltrans Seismic Design Criteria<sup>(4)</sup>의 전단성능곡선 모델은 식 (1)~(8)로 표현된다. 기본적으로 식 (1)과 같이  $V_c$ 와  $V_s$ 를 더하여 공칭강도를 계산하는데, 콘크리트가 부담하는 전단강도  $V_c$ 는 변위연성도에 따라 계산되며 축력의 기여분을 포함하고 있다. 또 소성힌지 구역과 그 이외의 구역을 구분하여  $V_c$ 의 계산식을 다르게 규정하고 있다. 소성힌지 구역에 대하여는 변위연성도, 횡방향철근 체적비, 횡방향철근의 항복강도, 압축력의 영향을 고려하여 식 (2)~(7)로 구한다. 여기서 식 (4)는 변위연성도가 증가

하면 소성힌지 부분의 손상에 따라 콘크리트의 전단강도가 감소하는 영향을 고려한 것이다. 식 (2)의  $A_e$ 는 전단 유효단면적으로서 원형단면에 대하여는 총 단면적  $A_g$ 의 0.8배를 적용한다. 철근의 전단강도  $V_s$ 는 45° 트러스 모델에 따르며 원형단면에 대하여는 식 (8)을 사용한다. 여기서  $A_{sp}$ 는 원형후프띠철근이나 나선철근 하나의 단면적이며  $D_{sp}$ 는 원형후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부 콘크리트 지름이다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = v_c A_e \quad (2)$$

$$v_c = Factor1 \times Factor2 \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c} \quad (3)$$

$$Factor1 = \frac{\rho_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_\Delta \quad (4)$$

$$0.025 \leq Factor1 \leq 0.25 \quad (5)$$

$$Factor2 = 1 + \frac{P}{13.8 A_g} \quad (6)$$

$$1.0 \leq Factor2 \leq 1.5 \quad (7)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \quad (8)$$

### 2.3 Aschheim과 Moehle의 모델

Aschheim과 Moehle<sup>(5)</sup>는 식 (9)~(12)의 전단성능곡선 모델을 제안하였다.  $V_c$ 는 변위연성도와 압축력의 영향을 고려하여 식 (10)과 (11)로 계산한다. 여기서  $A_e$ 는 전단 유효단면적으로서 원형단면에 대하여는 총 단면적  $A_g$ 의 0.8배를 적용한다. 철근의 전단강도  $V_s$ 는 휨-전단 균열이 발생하는 각도로 30°를 사용하여 식 (12)로 계산한다. 여기서  $d$ 는 원형단면의 경우 0.8D를 사용한다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (9)$$

$$V_c = 0.3 \left( k + \frac{P}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (10)$$

$$0 \leq k = \frac{4 - \mu_\Delta}{3} \leq 1 \quad (11)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} d}{s} \cot 30^\circ \quad (12)$$

### 2.4 Priestley 등의 모델

Priestley 등<sup>(6)</sup>은 식 (13)~(18)의 전단성능곡선 모델을 제안하였다.  $V_c$ 는 변위연성도의 영향을 고려하여 (14)~(16)과 같이 계산한다. 여기서 식 (15)는 내진설계에 사용

하며, 식 (16)은 내진성능평가에 사용한다. 철근의 전단강도  $V_s$ 는 휨-전단 균열이 발생하는 각도  $\theta$ 를 고려하여 원형단면에 대하여는 식 (17)을 사용한다. 이때  $\theta$ 는 내진설계에는 35°를 사용하며 내진성능평가에는 30°를 사용한다.

축력  $P$ 의 영향은 식 (18)의  $V_p$ 로 고려하는데, 교각 하단의 소성힌지에서 압축응력의 합력이 작용하는 위치와 교각 상단 축력의 중심 사이의 대각선으로 압축력이 전달되므로 그 각도  $\alpha$ 를 적용하여 식 (18)로 계산한다. 식 (18)은 내진설계에 사용하며, 내진성능평가에는 식 (18)에서 0.85의 계수 대신 1.0을 사용한다. 식 (18)에서 마지막 항은 단곡률(single curvature)인 경우  $\tan \alpha$ 를 교각의 길이  $L$ 과 소성힌지 압축응력의 합력 작용점과 교각 상단 축력 중심 사이의 거리  $D_c$ 로 나타낸 것으로서 원형단면인 경우  $D_c$ 는 단면지름의 0.65배를 사용한다.

이 모델은 시설안전기술공단<sup>(7)</sup>과 한국도로공사<sup>(8)</sup>의 기존 교량에 대한 내진성능 평가에 적용되고 있는 모델이다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (13)$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (14)$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_\Delta \leq 2: k = 0.25 \\ 2 \leq \mu_\Delta \leq 4: k = 0.25 - 0.0835(\mu_\Delta - 2) \\ \mu_\Delta = 4: k = 0.083 \\ 4 \leq \mu_\Delta \leq 8: k = 0.083 - 0.01025(\mu_\Delta - 4) \\ 8 \leq \mu_\Delta: k = 0.042 \end{array} \right\} \quad (15)$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_\Delta \leq 2: k = 0.29 \\ 2 \leq \mu_\Delta \leq 4: k = 0.29 - 0.095(\mu_\Delta - 2) \\ \mu_\Delta = 4: k = 0.1 \\ 4 \leq \mu_\Delta \leq 8: k = 0. - 0.0125(\mu_\Delta - 4) \\ 8 \leq \mu_\Delta: k = 0.05 \end{array} \right\} \quad (16)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \cot \theta \quad (17)$$

$$V_p = 0.85 P \tan \alpha = 0.85 P \frac{D_c}{2L} \quad (18)$$

## 3. 수정모델의 제안 및 각 모델의 특징

### 3.1 수정모델의 구성 배경

전단성능곡선 모델은 전단 파괴, 휨-전단 파괴, 휨 파괴 등 교각의 파괴형태를 판정하고 휨-전단 파괴인 경우 교각의 극한변위성능을 결정하는데 사용된다. 일반적으로 전

단성능곡선 모델은 변위연성도가 0에서 1 또는 2 내외에서 전단강도가 상대적으로 큰 초기구간, 변위연성도가 증가함에 따라 전단강도가 감소하는 중간구간, 변위연성도가 4 또는 그 이상의 값에서 전단강도가 최소인 후미구간으로 구성된다.

파괴형태의 판정에 있어서, 전단 파괴와 휨-전단 파괴의 판정은 초기구간의 끝 지점, 즉 중간구간 시작 지점의 좌표에 영향을 받으며, 휨-전단 파괴와 휨 파괴의 판정은 중간구간의 끝 지점, 즉 후미구간 시작 지점의 좌표에 영향을 받는다. 즉 동일한 변위연성도에서 전단강도의 크기가 큰 모델일수록 휨 작용이 주된 파괴로 판정하게 되며, 또한 세 구간을 나누는 변위연성도의 값이 큰 모델일수록 휨 작용이 주된 파괴로 판정하게 된다. 이와 같은 경향은 휨-전단 파괴가 예상되는 교각의 극한변위 예측값의 크기 결정에 있어서도 동일한 경향을 보이게 된다.

한편 철근콘크리트 부재의 전단강도는 철근과 콘크리트의 합성작용과 소성거동 및 응력재분배 등 매우 복잡한 거동을 보이게 되어, 변위가 증가함에 따라 콘크리트가 부담하는 전단강도와 전단철근이 부담하는 전단강도의 비율이 일정하지 않으며 실험결과와 분석에서도 두 재료의 기여분을 구분하기가 매우 어렵다. 따라서 엄밀한 해석적인 방법으로 거동을 예측하는 것은 매우 어려운 작업이므로 일반적으로 실무에 적용되는 해석모델은 일정 각도의 전단모델을 적용하게 된다. 즉 실험결과와 동일한 전단강도를 예측하는 모델을 결정할 때에는 균열의 각도 또는 주응력의 각도  $\theta$ 를  $30^\circ$  또는  $45^\circ$  등 일정한 각도로 선정 또는 가정하여 전단철근에 의한 전단강도  $V_s$ 를 결정하고, 실험결과인 전단강도와와의 차이를 콘크리트에 의한 전단강도  $V_c$ 로 예측하도록 계수를 선정하는 것이 일반적이다.

또한 전단성능곡선 모델의 세 구간을 구분하는 변위연성도 값도 실험에 따른 거동의 관찰 또는 분석으로 엄밀히 구분하기가 매우 어렵다. 따라서 콘크리트구조에 대한 모델의 개발에 있어서, 특히 전단거동에 관련하여 연구자의 경험적 지식을 기반으로 하여 계수를 결정하는 것은 불가피한 실정이다.

본 연구에서는 2장에서 소개한 3 가지 모델의 특성을 검토하여 Priestley 등의 모델<sup>(6)</sup>을 기본 모델로 하고 수정한 모델을 제시하였다. 그 이유는 이 모델이 채택하고 있는 축력의 영향을 고려하는 개념이 가장 합리적이라고 판단하였기 때문이다. 이 모델은 다른 두 모델과는 달리 축력에 의하여 발휘되는 전단강도를  $V_c$ 에서 분리하여  $V_p$ 로 따로 결정한 후  $V_c$ 와  $V_s$ 에 합하는 개념을 적용하고 있으며, 기둥의 길이에 따른 축력의 영향을 고려하고 있다는 특징을 가지고 있다. 이에 대하여는 3.3에 언급되어 있다.

### 3.2 수정모델의 제안

Priestley 등의 모델<sup>(6)</sup>을 기본 형태로 하여 식 (19)~(23)과 같이 수정한 모델을 제안하였다. 변위연성도에 따

른 콘크리트의 전단강도  $V_c$ 는, Priestley 등의 모델<sup>(6)</sup>의 경우 변위연성도 2, 4, 8을 기준으로 4개의 구간으로 구성되어 있다. 그러나 4개의 구간을 채택함에 따라 모델이 다소 복잡한 형태가 되었으며, 변위연성도 4와 8 사이의 전단강도가 매우 완만하게 감소하여 큰 차이를 보이지 않으며, 휨-전단 파괴가 가능한 변위연성도로서 채택한 8은 다소 큰 값이라고 생각된다. 따라서 수정모델은 식 (21)과 같이 변위연성도 2와 5를 기준으로 3개의 구간으로 구성하였다. 단 콘크리트의 전단강도는 Aschheim과 Moehle의 모델<sup>(5)</sup>과 같이  $k$ 값을 최대 0.3과 최소 0을 택하였다.

전단철근의 전단강도  $V_s$ 는 휨-전단 균열이 발생하는 각도  $\theta$ 로  $40^\circ$ 를 택하고, 원형단면에 대하여는 식 (22)를 사용한다. 휨-전단 균열각도에 대하여, Aschheim과 Moehle의 모델<sup>(5)</sup>의  $45^\circ$ 는 과도한 안전측의 값으로 판단되며 Priestley 등의 모델<sup>(6)</sup>의  $30^\circ$ 나  $35^\circ$ 는 균열각도로 일반화하기에는 다소 작은 값으로 판단되어, 본 모델에서는  $40^\circ$ 를 채택하였다.

축력의 영향에 따른 전단강도  $V_p$ 는 Priestley 등의 모델<sup>(6)</sup>과 동일하게 적용한다. 단 식 (23)의  $\tan \alpha$ 를 나타내는 변수 중  $D_c$ 는 원형단면인 경우 단면지름의 2/3배를 채택하여 식 (23)의 마지막 항을 적용한다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \tag{19}$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \tag{20}$$

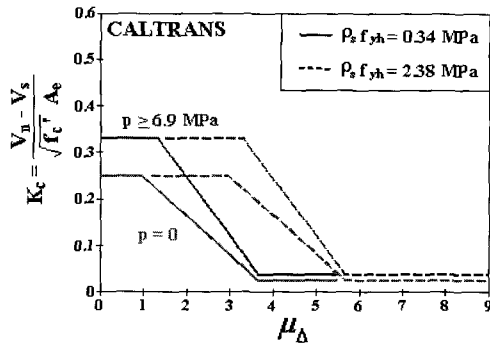
$$\left( \begin{array}{l} \mu_\Delta \leq 2 : k = 0.3 \\ 2 \leq \mu_\Delta \leq 5 : k = 0.3 - \frac{1}{10} (\mu_\Delta - 2) \\ 5 \leq \mu_\Delta : k = 0 \end{array} \right) \tag{21}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \cot 40^\circ \tag{22}$$

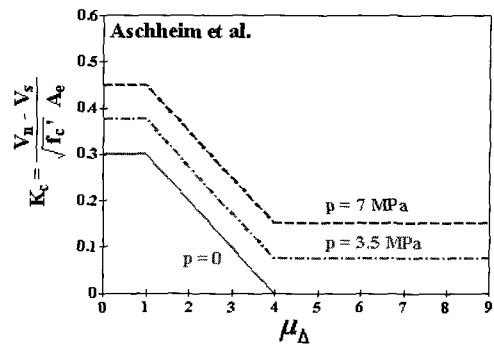
$$V_p = 0.85 P \tan \alpha = 0.85 P \frac{D_c}{2L} = 0.85 P \frac{D}{3L} \tag{23}$$

### 3.3 각 모델의 특징 및 비교

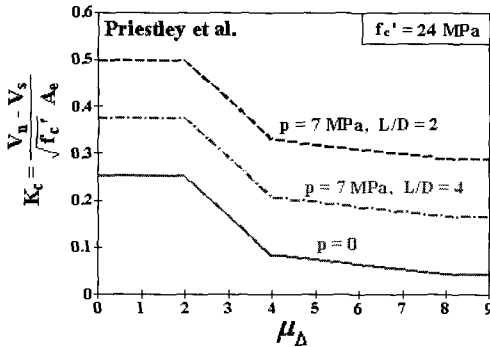
4 가지 모델에서 전단강도를 구성하는 세 가지 성분, 즉 콘크리트의 전단강도, 축력의 영향에 따른 전단강도, 전단철근에 의한 전단강도를 정량적으로 비교하기 위하여, 식 (20)에 나타나 있는 콘크리트 압축강도  $f'_c$ 의 제곱근 앞의 상수  $k$ 와 같은 형태로 환산하여 식 (24)와 같이 전단강도를 표현하였다. 여기서  $K_n$ 는 총 전단강도,  $K_c$ 는 콘크리트의 전단강도와 축력의 영향을 고려한 전단강도,  $K$ 는 축력이 없는 경우의 콘크리트의 전단강도,  $K_p$ 는 축력의 영향에 따른 전단강도,  $K_s$ 는 전단철근에 의한 전단강도를 의미한다, 그림 2~5는 4 가지 모델의 특징을 비교하여 나타낸 것으로서 수직축은 식 (24)의  $K$  값들을 나타낸다.



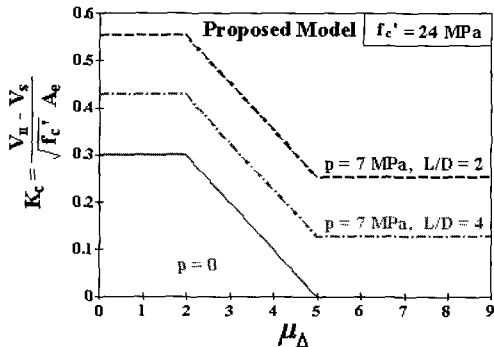
(a) CALTRANS 모델



(b) Aschheim 등의 모델



(c) Priestley 등의 모델



(d) 제안모델

그림 2 각 모델의 콘크리트에 의한 전단강도 및 축력의 영향에 따른 전단강도

$$\begin{aligned}
 V_n &= K_t \sqrt{f_c'} A_e \\
 &= (K_c + K_s) \sqrt{f_c'} A_e \\
 &= (K + K_p + K_s) \sqrt{f_c'} A_e
 \end{aligned}
 \tag{24}$$

그림 2는 콘크리트의 전단강도와 축력의 영향을 각 모델별로 나타낸 것이다. 그림에서 p는 교각에 작용하는 축력 P를 교각의 총 단면적으로 나눈 응력을 나타낸다. 그림 2에 나타난 바와 같이, p가 0인 경우 CALTRANS 모델과 Priestley 등의 모델은 K<sub>c</sub>의 최대 값으로 0.25를 사용하며 최소 값으로 0.025와 0.042를 각각 사용한다. Aschheim 등의 모델과 제안모델은 K<sub>c</sub>의 최대 값으로 0.3을 사용하며, 최소 값으로 0을 사용함으로써 변위연성도가 4 또는 5 이상으로 매우 큰 경우 반복하중에 따른 콘크리트의 손상에 따라 콘크리트의 전단강도를 무시한다.

CALTRANS 모델은 다른 모델과는 달리 횡방향 철근량이 고려되는 것이 특징이다. 그림 2(a)에 나타난 바와 같이, 나선철근비와 철근 항복강도를 곱한 값 ρ<sub>s</sub>f<sub>yh</sub>이 2.38 MPa인 경우의 전단성능곡선(점선)은 ρ<sub>s</sub>f<sub>yh</sub>이 0.34 MPa인 경우의 전단성능곡선(실선)을 변위연성도가 증가하는 방향으로 이동하는 형태가 된다. 또 축력의 영향은 p가 6.9 MPa 이하인 경우까지 비례적으로 적용되며, 6.9 MPa 이상인 경우에는 6.9 MPa인 경우와 동일한 전단성능곡선을 사용한다. 단 축력의 영향은 그림 2(a)에 나타난 바와 같이 변위연성도의 크기를 고려하여 적용하여, 변위연성도가 작을 때에는 축력의 영향을 크게 고려하지만 변

위연성도가 클 때에는 축력의 영향이 매우 작은 형태로 나타난다.

Aschheim 등의 모델, Priestley 등의 모델, 제안모델은 그림 2의 (b), (c), (d)에 나타난 바와 같이 변위연성도의 크기와 관계없이 동일한 축력 효과로 전단강도를 구성한다. 그러나 축력의 효과를 고려하는 방법 및 크기는 모델 별로 큰 차이를 나타낸다. Aschheim 등의 모델은 특별한 변수를 고려하지 않으므로 그림 2(b)와 같이 축력에 비례하여 전단강도가 증가한다. 그러나 Priestley 등의 모델과 제안모델은 전단지간-두께 비율(또는 형상비)을 고려하여 축력의 영향을 고려하는데, 그림 2(c)와 (d)는 축력에 의한 응력 p가 7 MPa이고 콘크리트의 압축강도가 24 MPa이며 캔틸레버 교각의 형상비(L/D)가 각각 2와 4인 경우를 나타낸 것이다.

축력에 의한 전단강도의 정량적인 비교는 그림 3에 나타나 있다. CALTRANS 모델은 ρ<sub>s</sub>f<sub>yh</sub>이 2.38 MPa인 경우를 일점쇄선으로 나타내었는데, 변위연성도에 따라 축력의 영향을 고려하고 최대 6.9 MPa로 p를 제한하므로, 변위연성도가 3.0 이하인 경우 K<sub>p</sub>는 0.125의 값을 나타낸다. 점선으로 나타낸 Aschheim 등의 모델은 특별한 변수를 고려하지 않으므로 어떠한 경우에도 단순히 축력에 비례하는 단일한 값을 사용하며, 이 값은 Priestley 등의 모델과 제안모델에서 형상비(L/D)가 3인 경우와 유사하다. Priestley 등의 모델(이점쇄선)과 제안모델(실선)은 전단지간-두께 비율(또는 형상비, L/D)을 고려하는 합리적인 접근방법을 적용하므로 형상비가 감소할수록 전단강도가 감

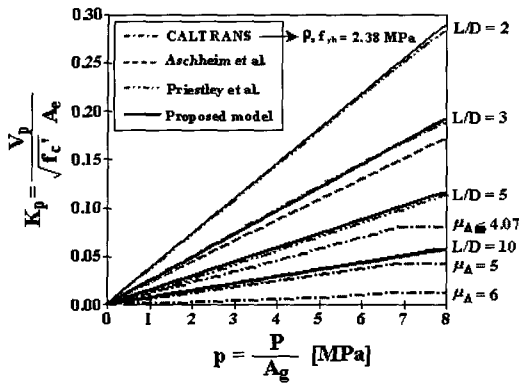


그림 3 축력의 영향에 따른 전단강도

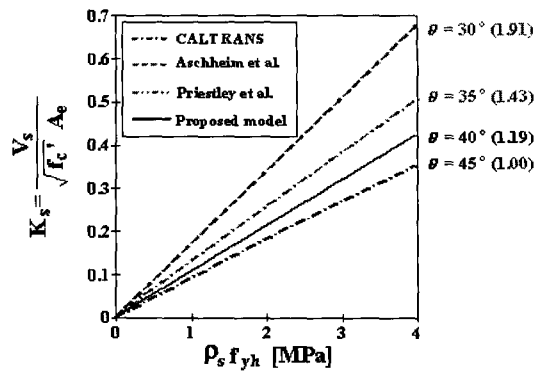
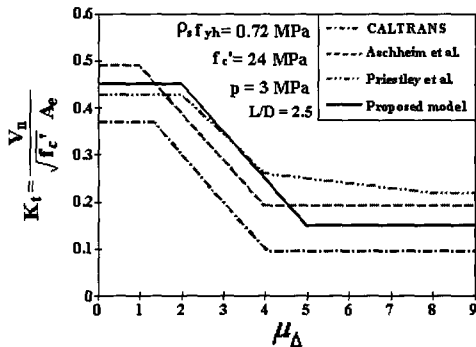
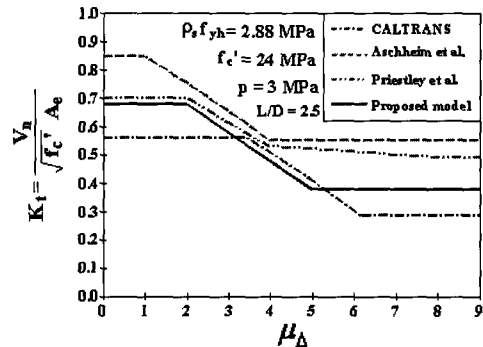


그림 4 전단철근에 의한 전단강도



(a)  $\rho_s f_{yh}$  이 0.72 MPa인 경우



(b)  $\rho_s f_{yh}$  이 2.88 MPa인 경우

그림 5 각 모델에 의한 전단성능

소하게 된다. 따라서 그림 3에서 알 수 있는 바와 같이 형상비(L/D)가 4 미만인 경우에는 CALTRANS 모델보다 큰 전단강도를 제공하며, 형상비(L/D)가 3 내외가 아닌 경우에는 Aschheim 등의 모델보다 크거나 작은 전단강도를 제공한다.

그림 4는 전단철근에 의한 전단강도를  $K_s$  항으로 각 모델별로 나타낸 것이다. 각 모델들은 휨-전단 균열이 발생하는 각도  $\theta$ 로 45°, 40°, 35°, 30°를 각각 사용한다. 그림 4에 나타난 바와 같이 45°를 사용하는 경우를 기준으로 할 때 40°는 1.19배, 35°는 1.43배, 30°는 1.91배의 전단강도  $V_s$ 를 제공하게 된다. 따라서 30°를 채택한 Aschheim 등의 모델이 전단철근에 의한 전단강도를 가장 크게 고려하고 있으며, Priestley 등의 모델, 제안모델, CALTRANS 모델의 순으로  $V_s$ 의 크기를 산정함을 알 수 있다.

이상과 같이 각 모델에서 전단강도를 구성하는 세 가지 성분을 결정하는 방법이 각기 다르다. 모델에 따라서는 축력의 영향을 상대적으로 크게 평가하기도 하며, 전단철근에 의한 전단강도를 상대적으로 크게 평가하기도 한다. 또한 모델에 따라서는 콘크리트의 전단강도를 크게 평가하기도 하며 고려하고 있는 변위연성도의 범위도 각기 다르다. 따라서 전술한 바와 같이 각각의 성분을 실험에 따른 거동의 관찰 또는 분석으로 엄밀히 구분하기가 매우 어려우므로, 모든 성분을 더한 총 전단강도와 변위연성도에 따라 모델의 합리성 및 적용성을 판단할 수 있을 것이다.

그림 5는 특정한 조건에 대하여 네 가지 모델의 적용결

과를 나타낸 것이다. 그림 5의 (a)와 (b)는 캔틸레버 교각의 경우로서 형상비(L/D)가 2.5, 축력에 의한 응력  $p$ 가 3 MPa, 콘크리트의 압축강도가 24 MPa로 동일하지만 횡방향 철근량이 각기 다른 경우이다. 3 MPa인  $p$ 는 콘크리트 압축강도가 24~40 MPa인 일반적인 교각의 경우 축력비 0.075~0.125에 해당하는 축력이다. 그림 5(a)는  $\rho_s f_{yh}$  이 0.72 MPa로서 현행 도로교설계기준<sup>(1)</sup>의 심부구속철근 요구량의 1/4에 해당하는 횡방향 철근이 배근된 경우이며, 그림 5(b)는  $\rho_s f_{yh}$  이 2.88 MPa로서 현행 도로교설계기준<sup>(1)</sup>의 심부구속철근 요구량만큼 횡방향 철근이 배근된 경우이다. 즉 그림 5(a)는 내진설계가 수행되지 않은 기존 교각에 해당하며, 그림 5(b)는 내진설계된 교각을 나타낸다. 그림 5에 나타난 바와 같이 각 모델은 횡방향 철근량에 따라 전단성능곡선의 형태와 크기가 다른 결과를 제공한다. CALTRANS 모델은 횡방향 철근량이 적은 경우에 다른 모델에 비하여 가장 보수적인 결과를 제공하며, 횡방향 철근량이 많은 경우에도 대체적으로 다른 모델보다 보수적인 결과를 제공한다. 나머지 세 모델은 횡방향 철근량에 따라 다른 경향을 나타내는데, 횡방향 철근량이 적은 경우에는 Aschheim 등의 모델이 다른 두 모델보다 보수적이지만, 횡방향 철근량이 많은 경우에는 Priestley 등의 모델과 제안모델이 Aschheim 등의 모델보다 보수적이다. Priestley 등의 모델과 제안모델은 횡방향 철근량과 관계없이 변위연성도 4까지는 거의 유사한 곡선을 구성하지만, 그 이상의 변위연성도에서는 제안모델이 더 작

은 전단강도를 나타내는 보수적인 경향을 보인다.

#### 4. 모델 평가를 위한 실험결과 및 모델 적용

전단거동은 크기효과(size effect)로 인하여 축소모형 실험체와 실물크기 실험체의 거동이 다를 수 있다. Mander 등<sup>(9)</sup>은 32년 전에 시공된 교각과 축소모형 실험체에 대한 준정적 및 준동적 실험을 수행하여 실물크기 및 축소모형 실험체의 최종 파괴양상이 다르게 나타났다고 보고하였고, 김병석 등<sup>(10)</sup>과 이재훈 등<sup>(11)</sup>의 연구결과에서는 휨-전단 복합작용에 의하여 파괴된 축소모형 실험체의 연성능력이 실물크기 실험체의 연성능력보다 큰 것으로 보고 하였다. 따라서 작은 크기의 실험체에 대한 실험결과를 대상으로 전단성능곡선 모델을 검증하는 것은 적절치 않다고 판단 되므로, 본 연구에서는 국내에서 수행된 다음과 같은 실물 크기 실험체를 대상으로 전단성능곡선 모델을 평가한다.

##### 4.1 평가 대상 실험체

정영수 등<sup>(12)</sup>에 의하여 수행된 단면지름이 1,200 mm인 원형단면 기둥 실험체 중 표 1에 나타난 4개의 실험체를 채택하였다. MS-HT4-N-SH는 총 높이 3,310mm, 횡하중 가력 위치의 기둥 길이 2,190mm, 형상비 1.825이며, MS-HT4-N-FS는 총 높이 4,120mm, 횡하중 가력 위치의 기둥 길이 3,000mm, 형상비 2.5이고, MS-HT4-N-L2 실험체와 MD-HT6-N-L2 실험체는 총 높이 5,920mm, 횡하중 가력

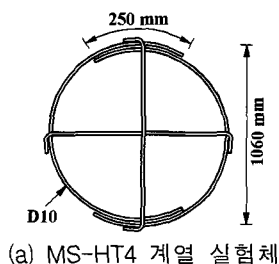
위치의 기둥 길이 4,800mm, 형상비 4.0이다. 모든 실험체는 1865 kN의 축력이 작용하여 축력비가 0.07에 해당한다. 모든 실험체의 횡방향철근으로는 D10의 원형띠철근이 115mm의 간격으로 배근되었으며, 원형띠철근은 2가지 형태를 사용하였다. 첫 번째 형태는 MS-HT4-N 계열의 실험체에 사용된 것으로서, 그림 6(a)와 같이 두개의 반원형 철근을 겹침이음하고 보강띠철근 2개를 직각방향으로 배근한 형태이다. 띠철근의 겹침이음부는 횡하중이 가려지는 방향과 직각방향으로 엇갈리도록 배근하였다. 두 번째 형태는 MD-HT6-N-L2 실험체에 사용된 것으로서, 그림 6(b)와 같이 커플러를 사용한 완전후프 띠철근이며 외측 축방향철근을 감싸도록 배근되었다. 따라서 겹침이음 길이와 보강띠철근을 제외한 후프띠철근의 심부구속철근비는 0.23%의 값을 나타내며, 이는 완전연성을 보장하기 위하여 현행 도로교설계기준<sup>(1)</sup>에서 요구하는 심부구속철근비의 24%에 해당한다. 축방향 철근비가 2.03%인 MD-HT6-N-L2 실험체 이외에는 나머지 기둥 실험체의 축방향 철근비가 모두 1.02%이며, 축방향 철근과 띠철근의 항복강도는 각각 343 MPa과 373 MPa, 콘크리트 압축강도는 24.8 MPa이다. 표 1에 기둥 실험체의 단면상세, 철근상세 및 주요변수를 정리하였고, 실험수행 방법, 하중-변위 이력거동, 파괴거동은 참고문헌 12와 13에 자세히 언급되어 있다.

##### 4.2 보강띠철근이 배근된 기둥에 대한 전단강도 계산식의 적용

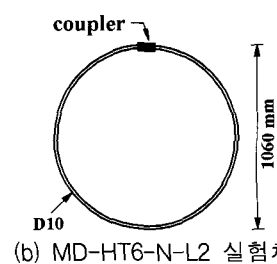
그림 6(a)와 같이 보강띠철근 2개가 서로 직각으로 배

표 1 실험체 상세 및 재료강도

| Specimens   | Column loading height, [mm] | Aspect ratio $\frac{M}{VD}$ | Longitudinal reinforcement |                | Transverse steel (yield strength = 373 MPa) |                     |                       |                      |                                   |          | Concrete comp. strength | Axial load & axial load ratio $\left(\frac{P}{f_{cu}A_g}\right)$ |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------|---|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------------------|----------|-------------------------|--|
|             |                             |                             | Amount & steel ratio       | Yield strength | Hoop tie                                    |                     |                       |                      | Cross tie in plastic hinge region |          |                         |  |
|             |                             |                             |                            |                | Plastic hinge region                        |                     | Outside plastic hinge |                      |                                   |          |                         |  |
|             |                             |                             |                            |                | Volumetric ratio, %                         | Size & spacing [mm] | Volumetric ratio, %   | Size & spacing, [mm] |                                   |          |                         |  |
| MS-HT4-N-SH | 2,190                       | 1.825                       | 40-D19<br>1.02 %           | 343 MPa        | 0.23  | D10 @115            | 0.175                 | D10 @150             | D10 perpendicular cross tie       | 24.8 MPa | 1,865 kN<br>0.07        |  |
| MS-HT4-N-FS | 3,000                       | 2.5                         |                            |                |   |                     |                       |                      |                                   |          |                         |  |
| MS-HT4-N-L2 | 4,800                       | 4.0                         |                            |                |   |                     |                       |                      |                                   |          |                         |  |
| MD-HT6-N-L2 | 4,800                       | 4.0                         | 80-D19<br>2.03 %           |                |   |                     |                       |                      | -                                 |          |                         |  |

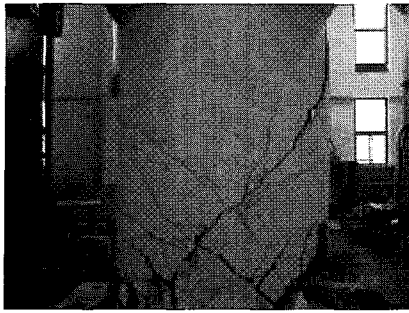


(a) MS-HT4 계열 실험체



(b) MD-HT6-N-L2 실험체

그림 6 횡방향 띠철근 상세

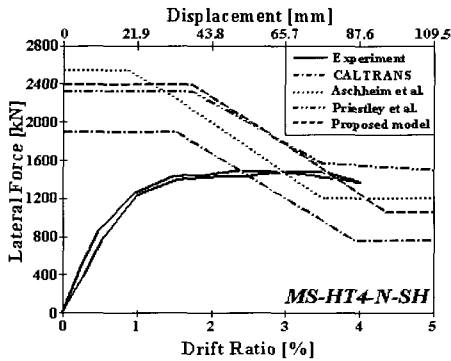


(a) MS-HT4-N-SH (형상비 1.825)

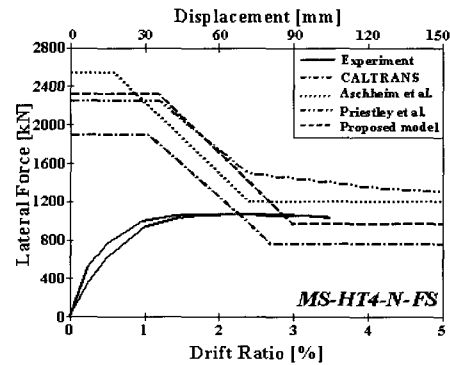


(d) MD-HT6-N-L2 (형상비 4.0)

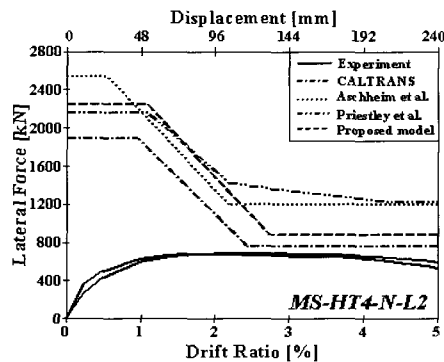
그림 7 평가 대상 기둥 실험체의 파괴형태<sup>(12),(13)</sup>



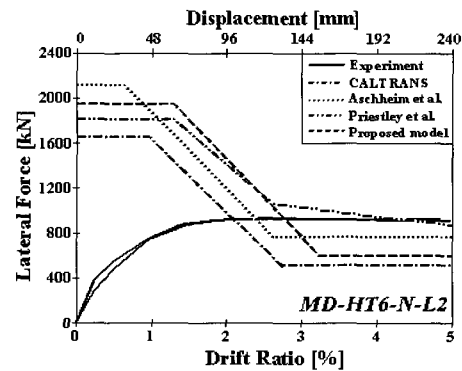
(a) MS-HT4-N-SH (형상비 1.825)



(b) MS-HT4-N-FS (형상비 2.5)



(c) MS-HT4-N-L2 (형상비 4.0)



(d) MD-HT6-N-L2 (형상비 4.0)

그림 8 횡하중-변위 실험결과에 대한 각 모델의 적용

근된 경우 하중가력방향에 평행한 보강띠철근 1개는 후프 띠철근과 함께 전단력에 저항하게 된다. 기둥 길이방향으로 균열의 수직 길이가 ( $D_{sp} \cdot \cot \theta$ ) 이고 균열면을 지나 는 보강띠철근의 수가  $(D_{sp} \cdot \cot \theta) / s$  이므로, 식 (25)와 같이 보강띠철근의 전단강도를  $V_{sct}$ 를 계산할 수 있다. 여기서  $A_{sct}$ 는 하중가력방향에 평행한 보강띠철근의 단면적,  $D_{sp}$ 는 원형후프띠철근 중심 간의 심부콘크리트 지름이다.

$$V_{sct} = \frac{A_{sct} f_{yh} D_{sp}}{s} \cot \theta \quad (25)$$

본 논문에서 횡방향철근의 전단강도  $V_s$ 를 계산할 때, 보강띠철근이 배근된 실험체에 대하여는 후프띠철근에 의한 전단강도와 보강띠철근에 의한 전단강도를 더하여 철근의 전단강도  $V_s$ 를 계산하였다. 이때 식 (25)의  $\theta$ 는 각

모델에서 채택하고 있는 균열의 각도, 45°, 40°, 35°, 30°를 각각 적용하였다.

## 5. 실험결과와의 비교를 통한 모델 평가

### 5.1 파괴형태의 예측

실험시 관찰한 결과로는 형상비가 1.825인 MS-HT4-N-SH 기둥(그림 7(a))과 형상비가 2.5인 MS-HT4-N-FS 기둥은 휨-전단 파괴를 나타내었다.<sup>(12),(13)</sup> 형상비가 4.0인 경우에는 축방향철근량에 따라 파괴형태가 달라서, 축방향 철근비가 1.02%인 MS-HT4-N-L2 기둥은 휨 파괴를 보인 반면 축방향철근비가 2.03%인 MD-HT6-N-L2 기둥(그림 7(b))은 휨-전단 파괴를 나타내었다.<sup>(12),(13)</sup>

그림 8은 반복 횡하중에 의한 횡하중-변위 실험결과와



포락선과 각 모델의 적용결과를 나타낸다. 그림에서 횡하중-변위 포락선은 실험에서 미는(push) 방향과 당기는(pull) 방향의 두 개의 곡선을 나타낸다. 그림 8(a)에 나타난 바와 같이, 휨-전단 파괴가 발생한 MS-HT4-N-SH 기둥의 경우 CALTRANS 모델, Aschheim 등의 모델, 제안모델은 휨-전단을 나타내는 경사구간에서 실험결과인 횡하중-변위 곡선을 지남으로서 휨-전단 파괴로 예측하였다. 그러나 Priestley 등의 모델은 횡하중-변위 곡선과 만나지 않음으로서 휨 파괴로 예측하였다. 휨-전단 파괴가 발생한 그림 8(b)의 MS-HT4-N-FS 기둥은 CALTRANS 모델과 제안모델이 휨-전단 파괴를 예측하였고, Aschheim 등의 모델과 Priestley 등의 모델은 휨 파괴로 예측하였다. 그림 8(c)의 MS-HT4-N-L2 기둥은 모든 모델이 실험결과와 같은 휨 파괴로 예측하였고, 그림 8(d)의 MD-HT6-N-L2 기둥은 모든 모델이 실험결과와 같은 휨-전단 파괴로 예측하였다.

표 2는 각 모델에 의한 파괴형태의 예측결과를 나타낸다. Aschheim 등의 모델은 4개 중 1개의 실험체에 대하여, Priestley 등의 모델은 4개 중 2개의 실험체에 대하여 파괴형태 예측에 오류를 보였다. CALTRANS 모델과 제안모델은 모든 실험체에 대하여 실험결과와 동일한 파괴형태를 예측하였다.

### 5.2 변위성능 예측의 정확도

휨-전단 파괴를 보인 3개의 실험체에 대하여 각 모델을 적용한 극한변위는 그림 8에서 횡하중-변위 포락선과 각 모델의 전단성능곡선이 교차하는 위치의 변위로 결정된다. 표 3에 나타난 바와 같이 실험에 의한 MS-HT4-N-SH,

MS-HT4-N-FS, MD-HT6-N-L2 기둥의 극한변위는 각각 88, 105, 240 mm이다.<sup>(12),(13)</sup> 이에 대하여 CALTRANS 모델에 의한 극한변위는 각각 54, 66, 101 mm로서 실험 결과의 0.61, 0.63, 0.42배를 나타내었다. Aschheim 등의 모델은 휨-전단 파괴를 예측한 MS-HT4-N-SH와 MD-HT6-N-L2 기둥에 대하여 각각 66, 115 mm의 극한변위로서 실험결과와의 0.75, 0.48배를 나타내었다. Priestley 등의 모델은 MD-HT6-N-L2 기둥에 대해서만 휨-전단 파괴로 예측하였으며, 206 mm의 극한변위 예측 값으로서 실험결과와의 0.86배를 나타내었다. 제안모델에 의한 세 기둥의 극한변위는 각각 79, 86, 130mm로서 실험결과와의 0.90, 0.82, 0.54배를 나타내었다.

따라서 표 3에 나타난 바와 같이, 형상비 4.0, 축방향 철근비 2.03%로서 축방향철근량에 비하여 전단철근량이 상대적으로 적은 MD-HT6-N-L2 기둥에 대하여 Priestley 등의 모델이 가장 실험결과와 유사한 결과를 보인 것 이외에는, 제안모델이 다른 모델에 비하여 실험결과와 가장 유사한 극한변위를 예측하였다.

## 6. 결 론

Priestley 등의 모델을 기본 형태로 하여 수정한 전단성능곡선 모델을 제안하였고, CALTRANS 모델, Aschheim 등의 모델, Priestley 등의 모델, 제안모델의 특징을 비교하였으며, 국내에서 수행된 실물크기 기둥 실험체를 대상으로 전단성능곡선 모델을 평가하였다. 제한된 범위의 소수 실험결과에 대한 적용으로서 일반화하기는 어려울 것이지만, 제시된 실물크기의 실험결과와 비교 검토한 결과 제안모델이 파괴형태의 예측과 변위성능 예측의 정확

표 2 파괴형태의 실험결과 및 각 모델에 의한 예측결과

| Specimens   | Failure mode  |                         |                         |                         |                         |
|-------------|---------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
|             | Test result   | CALTRANS                | Aschheim & Moehle       | Priestley et al.        | Proposed model          |
| MS-HT4-N-SH | flexure-shear | flexure-shear (correct) | flexure-shear (correct) | flexure (wrong)         | flexure-shear (correct) |
| MS-HT4-N-FS | flexure-shear | flexure-shear (correct) | flexure (wrong)         | flexure (wrong)         | flexure-shear (correct) |
| MD-HT4-N-L2 | flexure       | flexure (correct)       | flexure (correct)       | flexure (correct)       | flexure (correct)       |
| MD-HT6-N-L2 | flexure-shear | flexure-shear (correct) | flexure-shear (correct) | flexure-shear (correct) | flexure-shear (correct) |

표 3 휨-전단 파괴 실험체에 대한 각 모델의 극한변위 및 실험결과와의 비율

| Specimens   | Ultimate displacement |           |                   |                  |                | Ultimate displacement ratio to test result |                   |                  |                |
|-------------|-----------------------|-----------|-------------------|------------------|----------------|--|-------------------|------------------|----------------|
|             | Test                  | CAL-TRANS | Aschheim & Moehle | Priestley et al. | Proposed model | CAL-TRANS                                  | Aschheim & Moehle | Priestley et al. | Proposed model |
| MS-HT4-N-SH | 88 mm                 | 54 mm     | 66 mm             | -                | 79 mm          | 0.61                                       | 0.75              | -                | 0.90           |
| MS-HT4-N-FS | 105 mm                | 66 mm     | -                 | -                | 86 mm          | 0.63                                       | -                 | -                | 0.82           |
| MD-HT6-N-L2 | 240 mm                | 101 mm    | 115 mm            | 206 mm           | 130 mm         | 0.42                                       | 0.48              | 0.86             | 0.54           |

도에서 매우 우수한 것으로 평가되었다.

### 감사의 글

본 연구는 교량설계핵심기술연구단의 지원에 의해 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

### 참고 문헌

1. 한국도로교통협회, 도로교설계기준. 2004.
2. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th ed., Washington, D.C., USA., 2002.
3. AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd ed., Washington, D.C., USA., 2002.
4. CALTRANS, *Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.3*, California Department of Transportation, Sacramento, USA, December, 2002.
5. Aschheim, M. and Moehle, J. P., "Shear Strength and Deformability of RC Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Displacement," *Report No. UCB /EERC 92/04*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, March, 1992.
6. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1996, 686pp.
7. 김재관, "기존교량의 내진보강 방안 연구", 시설안전기술공단, 한국지진공학회, 1999, 330pp.
8. 한국도로공사 구조물처, "고속도로 내진설계 미반영 교량의 내진보강설계 지침", 2004, 38pp.
9. Mander, J. B., Waheed, S. M., Chaudhary, M. T. A., and Chen, S. S., "Seismic performance of shear critical reinforced concrete bridge piers," *Technical Report NCEER 93-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 1993.
10. 김병석, 김영진, 광임중, 조창백, 조정래, "휨-전단 복합거동을 보이는 RC 원형교각의 내진성능 평가", 한국지진공학회 논문집, 한국지진공학회, Vol.5, No.3, 2001, pp.29~36.
11. 이재훈, 김민구, 손혁수, "Flexure-Shear Performance of Circular RC Bridge Columns under Cyclic Loading," *KEERC Annual Report*, 2001, pp.101~114.
12. 정영수, 이재훈, 김재관, "한국도로공사 고속도로 기존 교량의 유형별 내진성능 평가를 위한 실험적 연구", 한국도로공사 연구보고서, 2001, 397pp.
13. 이재훈, 고성현, 이대형, 정영수, "반복 횡하중을 받는 원형교각의 휨-전단 거동", 한국콘크리트학회논문집, 제 16권 6호, 2004, pp. 823~832.