

# 힌지모델을 이용한 강 거더 교량의 비선형 지진해석

## Nonlinear Earthquake Analysis of a Steel Girder Bridge using Point Hinge Models

이 도 형<sup>1)</sup> · 김 용 일<sup>2)</sup> · 이 두 호<sup>3)</sup> · 전 정 문<sup>4)</sup>

Lee, Do Hyung

Kim, Yong Il

Lee, Doo Ho

Jeon, Jeong Moon

**요 약 :** 본 연구에서는 1995년 고베 지진에 의해 손상을 입은 강 거더 교량에 대해 비선형 지진해석을 수행하였다. 해석수행을 위해 휨-축력 및 휨-전단-축력간의 상호작용을 모사할 수 있는 이력모델을 제안하였다. 제안된 이력모델은 힌지모델 형태로 구조해석 프로그램에 조인트 요소로 연결한 후, 힌지모델 사용한 간편한 해석기법을 교량 교각에 적용하였다. 휨-축력 상호작용을 고려한 해석결과는 상세한 화이버 요소 해석결과와 비교하였고, 좋은 상관관계를 나타내었다. 또한, 휨-축력-전단 상호작용을 고려한 해석결과는 지진하중을 받는 교각의 변위 요소별 검토가 가능하여 교각의 전체 변위성능 분석에 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

**ABSTRACT :** In the present study, nonlinear earthquake analysis was carried out for a steel girder bridge that had been damaged by the 1995 Kobe earthquake. For such analysis, the use of hysteretic models describing flexure-axial and shear-axial interaction was suggested. The models were incorporated into a structural analysis program in terms of the joint elements representing hinge models, and then a simplified analysis scheme using the hinge models was employed for bridge piers. The analytical predictions of the flexure-axial interactive hinge model show a good correlation with those of the detailed fiber element model. In addition, the analytical predictions of the flexure-shear-axial interactive hinge model enable a displacement component to be separately captured. It is thus recognized that the present study can be a useful scheme for the healthy evaluation of the global displacement performance of piers subjected to earthquake excitation.

**핵심용어 :** 휨-축력 상호작용, 전단-축력 상호작용, 힌지모델, 강 거더 교량, 비선형 지진해석

**KEYWORDS :** flexure-axial interaction, shear-axial interaction, hinge model, steel girder bridge, nonlinear earthquake analysis

### 1. 서론

교량의 내진설계에 있어서 중, 강진에 대해 교량을 탄성적인 거동을 하도록 설계하는 것은 경제적이지도 않을 뿐만 아니라 바람직한 설계도 아니다. 따라서 교량의 경우, 일반적으로 지진하중에 대한 주요 에너지 소산 부재로 교각을 가정하여 교량의 교각이 항복강도를 초과하는 비선형 지진력을 저항하도록 설계한다. 이는 곧, 지진하중에 대해 발생할 수 있는 잠재적인 소성힌지 구간이 교각에서 형성되도록 설계되는 것을 의미한다. 그러므로, 교량의 지진응답은 교각 부재의 이력특성에 크게 영향을 받게 되고, 결과적으로 교각 부재에 대한 합리적인 이력모델의 개발 및 선택이 매우 중요하다. 가장 이상적인 이력모델은 교각 부재 단면의 재료거동으로부터 유도되어야 하지만, 재료거동 및 단면해석에 기초한 화이버(fiber) 모델은 재

료모델의 비선형비탄성 거동에 크게 좌우될 뿐만 아니라, 교량 구조물과 같이 대형구조물의 동적해석으로부터 국부적인 응답이 아닌 전체 변위응답이 주 검토 응답변수인 경우에는 상세 비탄성 화이버 모델은 그 복잡성에 비례할만큼 필요하지는 않다(Umemura and Takizawa, 1982).

따라서, 교량구조물과 같이 대형구조물의 지진해석에 있어서 교각 부재의 물리적인 거동을 기본으로 개발된 거시적인 포인트 힌지모델이 정확성과 사용간편성에 기인하여 실무 응용해석에 많이 이용되어 왔다(ATC32, 1996; FEMA273, 1997). 하지만 이들 포인트 힌지모델의 대부분은 일정한 축력하에서 개발된 반면에, 축력의 변화를 고려한 모델은 극소수이다. 축력의 변화는 교각의 지진해석에 있어 매우 중요한 요소 중 하나이다.

특히, 진앙지에서 가까운 위치에 건설되어 있는 철근콘크리

1) 교신저자, 배재대학교 건설환경철도공학과 부교수, 공학박사  
(Tel. 042-520-5571, Fax. 042-525-7486, Email: dohlee@pcu.ac.kr)

2) 배재대학교 대학원 토목환경공학과, 석사과정(xyongil@pcu.ac.kr)

3) 배재대학교 대학원 토목환경공학과, 석사과정(ldh0067083@nate.com)

4) 배재대학교 대학원 토목환경공학과, 박사과정(jmj@pcu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

트 교량 교각의 경우, 교량 상부구조의 무거운 질량이 수직지진동에 의해 교각에 축력으로 작용하게 되고, 수직지진동의 불규칙적인 특성에 의해 축력의 불규칙적인 변화를 겪게 된다. 축력의 변화는 교각의 휨 및 전단강도에 영향을 미치게 된다 (Park and Paulay, 1975). 특히, 압축의 축력은 전단강도를 증진시키는 반면에 연성능력을 저하시키는 경향이 있고, 인장의 축력은 전단강도의 저감을 초래한다 (Ang et al., 1989; Priestley et al., 1994). 축력의 변화에 대한 정성적인 문제 인식에도 불구하고, 축력의 변화를 고려한 연구는 많이 진행되어 오지 않았다. Gilbertsen and Moehle (1980), Abrams (1987) 및 Saadeghvaziri and Foutch (1990) 등은 실험적 연구를 통해 축력의 변화를 고려하였고, Emori and Schnobrich (1978)와 Keshavarzian and Schnobrich (1984) 등은 철근콘크리트 뼈대-벽체로 이루어진 구조물의 연구에서 축력의 변화를 해석적으로 고려하였다.

하지만 이들 실험적 및 해석적 연구는 모두, 휨-축력간의 상호작용에만 국한되었다. 따라서 본 연구에서는 휨-축력간의 상호작용 뿐만 아니라 전단-축력간의 상호작용을 함께 고려하여 교각의 지진응답해석을 수행하고자 한다. 하지만, 휨-전단-축력간의 상호작용을 동시에 고려하기 위해서는 하나의 이력모델로는 교각의 지진이력거동을 나타내기가 불가능하기 때문에, 본 연구에서는 두 개의 이력모델 즉, 휨-축력간의 상호이력모델 및 전단-축력간의 상호이력모델을 동시에 이용하여 효과적이면서 단순화된 해석법을 사용하였다. 이 목적을 위해 기 개발되고 검증된, 축력과의 상호작용을 고려한 이력모델들을 이용하여 강 거더 교량의 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 수행된 결과는 화이버 요소를 이용한 상세해석 결과와 비교 검토하였고, 본 연구에서 제안된 해석법의 정확성과 응용성을 비교하였다.

## 2. 축력의 변화를 고려한 이력모델

철근콘크리트 교각의 전반적인 지진변위 응답을 위한 이력모델은 크게 단조증가 곡선과 주기이력법칙으로 분리할 수 있다. 본 연구에서 사용된 휨-축력 및 전단-축력간의 상호작용 단조증가 곡선 모델은 균열 (cracking), 항복 (yielding) 및 극한 (ultimate) 한계상태를 고려한 4선형 대칭곡선으로 구성하였고, 그림 1에 나타난 4선형 대칭곡선을 정의하기 위해 수정 압축장이론 (Vecchio and Collins, 1986)을 적용하였다. 수정 압축장이론은 철근콘크리트 부재의 전단응답 해석에서 좋은 결과들을 보여주었고 (Vecchio and Emara, 1992), AASHTO LRFD (2004) 콘크리트 구조물의 전단과 비틀림에 대한 상세단면 설계에 반영되었다. 하지만 수정 압축장이론에서 제시

된 콘크리트 응력-변형률 모델은 횡 방향 보강철근으로 구속된 심부콘크리트에는 효과적이지 않기 때문에 Mander et al. (1988)에 의해 개발되고 Martinez-Rueda and Elnashai (1997)에 의해 수정된 응력-변형률 모델을 적용하였다. 수정 압축장이론을 이용한 상세 해석절차는 참고문헌에서 찾아볼 수 있다 (Lee and Elnashai, 2001).

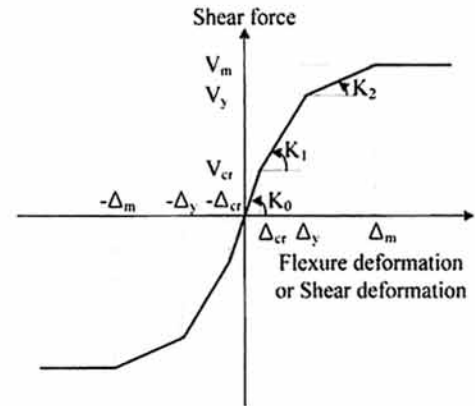


그림 1. 4선형 대칭 단조증가 곡선

지진하중에 의한 비선형 시간이력해석에서 연속적으로 변화하는 축력의 영향을 고려한 휨-축력간의 상호작용 이력모델의 경우, Takeda et al. (1970)에 의해 제안된 법칙을 적용하였고, 전단-축력간의 상호작용 이력모델의 경우, Ozcebe and Saatcioglu (1989)에 의해 제안된 법칙을 적용하였다. 하지만 이 모델을 비선형 시간이력 해석에 직접적으로 적용하기에는 제약이 있어 모델을 수정하였다. 첫째, 모델에서 제시된 재하중 강성 계산은 단지 두 단계의 압축축력만을 고려하였기 때문에 여러 단계의 축력에 대응되는 재하중 강성 계산을 위해 수식을 개선하였다. 둘째, 모델에서는 압축축력만을 고려한 반면에, 지진하중의 불규칙적인 특성상 인장축력이 작용할 경우에 대한 이력법칙이 필요로 된다. 따라서 인장축력이 작용할 경우에 대한 이력법칙을 제안하였다. 마지막으로, 특정 변위 내에서 여러 번의 하중 반전이 일어날 경우에 대한 이력법칙을 또한 제안하였다.

연속적으로 변화하는 축력을 고려한 이력모델의 경우, 여섯 단계의 축력 즉, 세 단계의 압축축력, 축력이 없는 경우, 두 단계의 인장축력을 고려하여, 해석자로 하여금 구조물에 적합한 축력범위를 설정할 수 있도록 모델을 구성하였다. 여섯 단계의 축력에 대응되는 단조증가 곡선은 수정된 응력-변형률 모델을 적용한 수정 압축장이론으로부터 유도되고, 비선형 시간이력해석에서 발생하는 축력이 기 정의된 여섯 단계의 축력사이에서 일어나는 경우에는 선형보간에 의해 이 축력에 대응되는 단조증가 곡선을 이용하여 강성, 강도 및 변위를 계산하도록 구성

되었다. 축력의 변화를 고려하는 기본 개념은 비선형 시간이력 해석에서 특정 시간단계의 강성계산은 그 시간단계의 축력에 대응하는 단조증가 곡선으로의 이동을 통해 구해진다. 이런 이동은 축력의 변화에 따라 부재의 경화 (강성 증가) 또는 연화 (강성 감소)를 나타내어 연속적으로 변화하는 축력에 따른 강성을 계산할 수 있다. 축력의 변화를 고려한 모델은 구조해석 프로그램인 ZeusNL (2001)에 3차원 조인트 요소로 각각 연결되었고, 이 모델을 이용한 해석결과는 실험결과와 비교하여 매우 우수한 상관관계를 나타내었다. 축력의 변화를 고려한 모델에 대한 상세 설명 및 실험결과에 대한 검증 그리고 비교검토에 대한 자세한 내용은 참고문헌에서 찾아볼 수 있다 (Lee and Elnashai, 2002; 이도형 등, 2003a, 2003b).

### 3. 강 거더 교량의 비선형 시간이력해석

#### 3.1 강 거더 교량

본 연구목적인 비교 해석을 위해 1995년 고베 대지진에 의해 심각하게 손상을 입은 강 거더 교량을 선택하였다. 선택된 강 거더 교량은 한신 고가도로 3번 루트 (Hanshin Expressway route 3)의 일부분으로 3개의 단일 교각 (P663, P664 및 P665)으로 이루어진 2경간 교량이다.

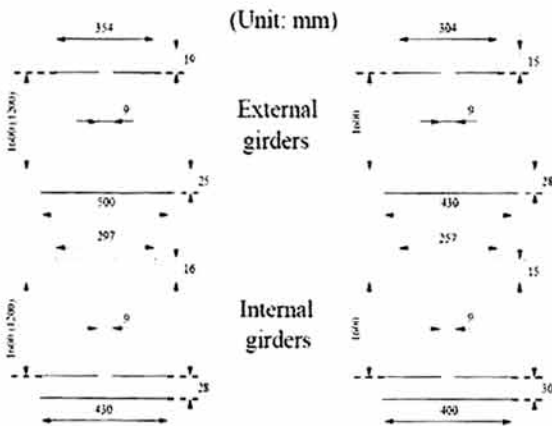


그림 2. 내부 및 외부 I 형 강 거더 제원

교량의 상부 deck 은 고정 및 가동 받침위에 6개의 강 거더가 상부 슬래브를 지지하는 구조로 되어 있다. 강 거더는 외부 및 내부거더 모두 상, 하연 플랜지의 치수가 동일하지 않은 I 형 단면으로 구성되어 있고, 제원은 그림 2에 나타나 있다. 각 교각 위치에 설치된 고정 및 가동 받침은 인접한 2개 경간에 연결되어, 고정 받침에 연결된 경간은 경간 길이방향으로 구속되어 있는 반면에, 가동 받침에 연결된 경간은 경간 길이 방향

으로 이동이 허용되어 있다. 교각의 단면은 원형의 철근콘크리트 단면으로 교각 P663의 지름은 2300mm 그리고 교각 P664와 P665의 지름은 2500mm 이다. 교각 축 방향 주철근은 단면내에서 2점으로 배치되어 있고, 2점 중 안쪽에 배치된 주철근은 교각의 중간 높이까지만 배치가 되어 있다. 교각의 제원 및 단면 상세는 각각 그림 3과 그림 4에 각각 나타나 있고, 선택된 강 거더 교량에 대해 보다 상세한 설명 및 손상에 대한 자세한 관련사항들은 참고문헌 Elnashai et al. (1995)에서 찾아볼 수 있다.

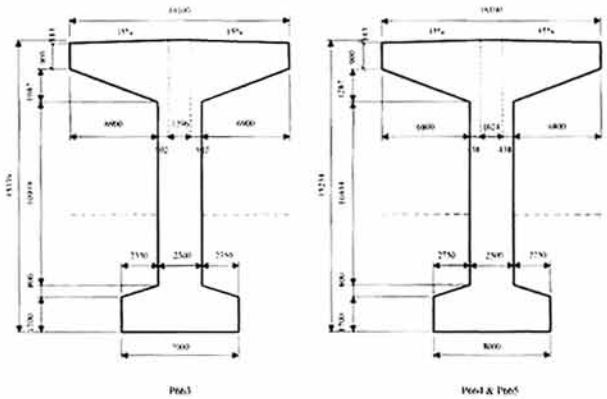


그림 3. 교각의 형상 및 제원

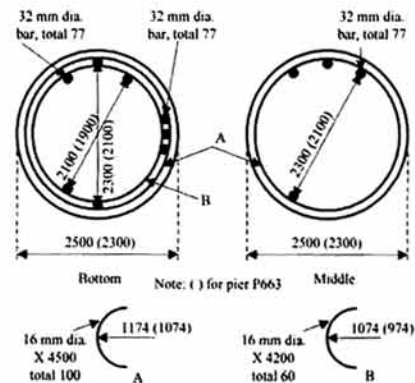
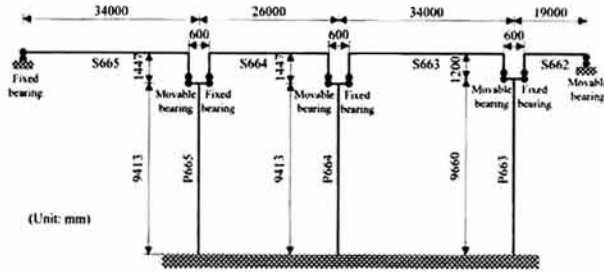


그림 4. 교각단면 및 철근 상세

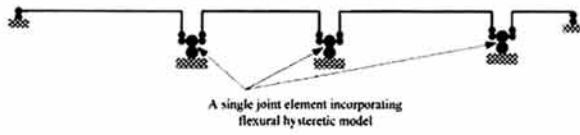
#### 3.2 강 거더 교량의 해석모델

대상 교량의 비선형 지진해석을 수행하기 위해 구조해석 프로그램인 ZeusNL (2001)을 사용하였고, 대상 교량에 대해 세 종류의 해석모델을 그림 5와 같이 구성하였다. 해석모델에서 교각 P663과 P665 교각이 각각 지지하고 있는 인접한 경간 S662 (19m)와 S665 (34m)을 해석모델에 반영하였다. 이와 같은 해석모델 구성은 인접한 두 경간에 의해 유발되는 지진력을 교각 P663과 P665의 응답거동에 반영하여 분석하기 위해 수행하였다. 하이버 단면해석 모델에서 모든 교각은

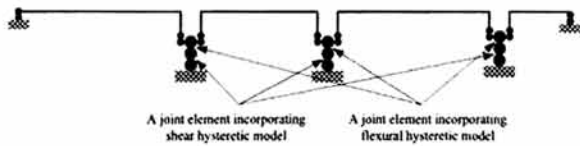
ZeusNL의 철근콘크리트 원형단면을 사용하였고, 교각 P663, P664 및 P665의 경우 9개의 비탄성 보-기둥 요소를 사용하였다. 비탄성 보-기둥 요소는 휨과 축력간의 상호작용만을 고려하고 있고 전단은 포함되지 않은 요소이다. 또한, 소성현저 형성을 정확하게 분석하기 위해 교각의 밑 부분에서는 비교적 작은 요소로, 그리고 윗부분으로 갈수록 큰 요소로 모델링을 수행하였다.



(a) 화이버 요소 모델



(b) 휨-축력 상호작용 이력모델에 의한 힌지모델



(c) 휨-축력 및 전단-축력 상호작용 이력모델에 의한 힌지모델  
그림 5. 대상교량의 해석모델

6개로 이루어진 I 형 강 거더에 대한 해석모델의 경우, 일본 도로협회의 고가도로교량 내진설계 시방서 (Part V Seismic Design in Specifications for Highway Bridges, Japan Road Association, 1990)에서 제시한 방법을 이용하여 구한 휨 강성과 비틀림 강성에 대응되는 등가의 단일 I 형 강 거더를 계산하여 모델링을 수행하였다. 6개 거더에 대한 휨 강성은 식 (1)-(4)를 이용하여 구하고, 비틀림 강성은 식 (5)-(7)을 이용하여 구할 수 있다.

$$EI = E_s(I_{SG} + I_G) \quad (1)$$

$$I_{SG} = \frac{BH^3}{12} \times \frac{1}{n} \quad (2)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3)$$

$$I_G = \sum_{i=1}^m A_G \cdot X_G^2 \quad (4)$$

여기서,  $E_s$ 는 I형 강의 탄성계수,  $I_{SG}$ 는 강으로 치환된 상부슬래브의 등가단면2차모멘트,  $I_G$ 는 거더의 단면2차모멘트,  $B$ 는 상부슬래브두께,  $H$ 는 상부슬래브폭,  $E_c$ 는 콘크리트탄성계수,  $A_G$ 는 거더의 단면적,  $X_G$ 는 중립축으로부터 거더까지의 거리, 그리고  $m$ 은 전체 거더 수를 나타낸다.

$$GJ = G_s(I_{SG} + J_G) \quad (5)$$

$$J_{SG} = \frac{1}{3} HB^3 \times \frac{1}{n} \quad (6)$$

$$J_G = (B_f \cdot t_f^3 \times 2 + h_w \cdot t_w^3) \frac{1}{3} \times m \quad (7)$$

여기서,  $G_s$ 는 강 거더의 전단탄성계수,  $J_{SG}$ 는 강으로 치환된 상부슬래브의 등가 비틀림 상수,  $J_G$ 는 거더의 비틀림 상수,  $B_f$ 는 거더 플랜지의 폭,  $t_f$ 는 거더 플랜지의 두께,  $h_w$ 는 복부 깊이, 그리고  $t_w$ 는 복부 두께를 나타낸다.

위의 식 (1)에서 (7)까지를 사용해서 구한 등가의 휨 및 비틀림 강성에 대응하는 단일 I 형 강 거더는 ZeusNL의 I 형 강 단면을 사용해서 모델링 하였다. 교각과 상부구조의 연결부 받침의 경우, 각각 3 방향 성분의 회전 및 변위 자유도를 가진 ZeusNL의 3차원 조인트 요소를 사용하여 모델링을 수행하였다. 고정 받침의 경우 변위에 대해 3 방향 모두 구속시킨 반면에, 가동 받침의 경우 교축방향의 변위는 허용하도록 모델링을 수행하였다. 고정 및 가동 받침의 변위와 회전에 관련된 3차원 조인트 요소의 구속조건들을 정리하여 표 1에 나타내었다.

표 1. 받침의 구속조건(Japan Road Association, 1990)

받침	변위			회전		
	교축	교축 직각	교각축	교축	교축 직각	교각축
고정	탄성	탄성	탄성	탄성	허용	허용
가동	허용	탄성	탄성	탄성	허용	허용

본 연구에서 제시된 힌지모델을 사용하여 구성한 해석모델은 그림 5(b)와 5(c)에 나타나 있다. 그림 5(b)는 휨-축력간의 상호작용만을 고려한 이력모델을 적용한 단일 3차원 조인트 요소에 의한 힌지모델을 나타내고, 그림 5(c)는 휨-축력 및 전단-축력간의 상호작용을 고려한 이력모델을 합성하여 적용한 2 개의 3차원 조인트 요소에 의한 힌지모델을 나타낸다. 즉, 그림 5(b)는 휨-축력간의 상호작용만을 고려한 반면에, 그림 5(c)는 휨-전단-축력간의 상호작용을 동시에 고려한 해석 모



델링을 나타낸다.

휨-축력 및 전단-축력간의 상호작용을 고려한 이력모델의 입력변수를 결정하기 위해, 각 교각에 대해 수정 압축장이론을 사용한 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 6 단계 축력의 범위는, 교각 압축축강도의 5%, 10%, 20%, 축력이 작용하지 않는 경우, 그리고 인장축강도의 10%, 30%를 사용하였다. 교각의 압축축강도 및 인장축강도는 ACI 318-02 (2002)에 따라 계산하였고, 수정 압축장이론을 사용하여 6단계의 축력 작용에 따른 교각의 휨-축력 및 전단-축력간의 상호작용 이력모델의 단조증가 곡선을 정의하기 위해 필요한 조인트 요소의 입력변수를 구한 해석값을 표 2와 표 3에 각각 나타내었다.

### 3.3 비선형 시간이력해석

그림 5에 나타난 3개의 해석모델에 대한 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 각각의 모델에 대해 입력지진동의 세 방향 요소 (교축방향, 교축 직각방향, 그리고 교각 축방향) 모두를 고려하여 해석을 수행하였다. 사용된 입력지진동은 1995년 교베 지진시 Japan Meteorological Agency (JMA) Kobe station에서 기록된 실제 지진동으로, 최대지반가속도는 교축방향 요소의 경우 0.632g, 교축 직각방향 요소의 경우, 0.829g, 교각 축방향 요소의 경우, 0.341g 였다.

표 2. 대상교량 교각에 대한 휨과 축력간의 상호작용 이력모델을 적용한 조인트 요소의 입력변수

교각	한계상태	변수	축력없음	압축축력				인장축력	
			0%	5%	10%	20%	10%	30%	
P663	균열	변위(mm)	2.0	4.0	7.0	10.0	4.0	9.0	
		힘(kN)	526	1043	1680	2414	423	489	
	항복	변위(mm)	39.2	39.8	38.5	38.3	37.3	34.4	
		힘(kN)	4974	5733	5988	6546	4708	4100	
	극한	변위(mm)	56.0	102.3	92.6	80.8	48.0	41.3	
		힘(kN)	5706	6455	6824	7512	5225	4518	
P664	균열	변위(mm)	2.0	3.0	5.0	7.0	3.0	7.0	
		힘(kN)	819	1220	1960	2738	469	529	
	항복	변위(mm)	33.7	32.7	31.3	30.5	32.8	28.7	
		힘(kN)	6222	6780	7210	7874	5878	5035	
	극한	변위(mm)	54.6	89.7	75.2	66.8	46.0	35.3	
		힘(kN)	6844	7644	8154	9114	6476	5520	

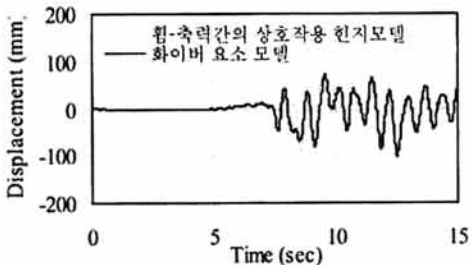
표 3. 대상교량 교각에 대한 전단과 축력간의 상호작용 이력모델 적용한 조인트 요소의 입력변수

교각	한계상태	변수	축력없음	압축축력				인장축력	
			0%	5%	10%	20%	10%	30%	
P663	균열	변위(mm)	0.09	0.23	0.32	0.48	0.10	0.36	
		힘(kN)	526	1043	1680	2414	423	489	
	항복	변위(mm)	10.49	9.43	7.83	5.61	10.62	11.33	
		힘(kN)	4788	5325	5561	6080	4328	3901	
	극한	변위(mm)	14.52	14.52	14.17	12.44	15.47	15.30	
		힘(kN)	5706	6455	6824	7512	5225	4518	
P664	균열	변위(mm)	0.12	0.20	0.30	0.44	0.08	0.13	
		힘(kN)	819	1220	1960	2738	469	529	
	항복	변위(mm)	10.53	9.04	7.26	5.80	10.73	9.57	
		힘(kN)	5834	6358	6549	7477	5464	4706	
	극한	변위(mm)	15.11	14.58	13.86	13.65	14.77	11.66	
		힘(kN)	6844	7644	8154	9114	6476	5520	

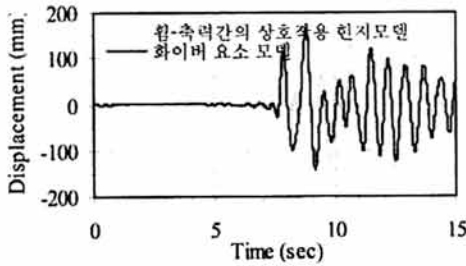
그림 6은 하이버 요소를 사용한 해석모델과 휨-축력간의 상호작용만을 고려한 해석모델에서 구한 교축 직각방향 변위 응답을 나타낸다.

교각 P663의 경우, 그림 6(a)에서 확인할 수 있는 바와 같이 본 연구에서 제안된 휨-축력간의 상호작용 힌지모델은 상세한 하이버 요소 모델과 비교해 볼 때, 비교적 우수한 상관관계를 나타내고 있다. 하지만 교각 P664와 P665의 경우, 휨-축력간의 상호작용 힌지모델이 하이버 요소에 비해 다소 과대평가하는 경향이 나타났다. 이는 두 교각에 작용하는 축력과 이력모델에서 적용한 선형보간과 관련이 있는 것으로 사료된다.

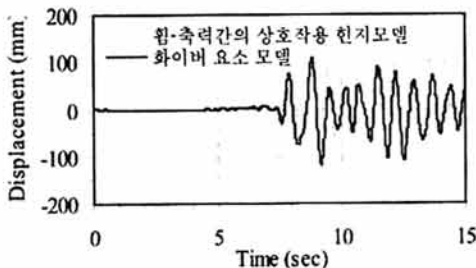
즉, 두 교각은 교각 P663과 비교해 볼 때, 상대적으로 긴 경간을 지지하고 있어 더 큰 축력을 받게 된다. 따라서, 교각 축방향 지진동에 의해 두 교각은 크고 다양한 단계의 축력변화를 겪을 것으로 판단된다. 하지만 본 연구에서 제안된 휨-축력 상호작용 힌지모델의 경우 6단계의 기 정의된 축력만을 이용하고 있고 6단계 이외의 축력이 작용하는 경우, 이 축력에 대응되는 단조증가 곡선을 선형보간에 의해 구하기 때문에 선형보간에 기인한 과대평가로 사료된다. 그럼에도 불구하고, 전반적인 진동주기는 매우 좋은 상관관계를 나타내고 있다.



(a) 교각 P663



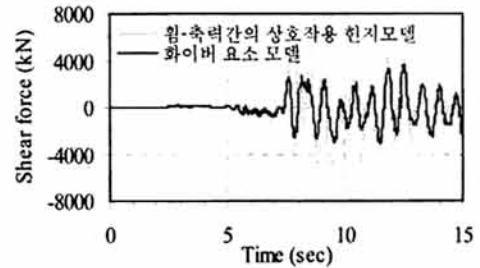
(b) 교각 P664



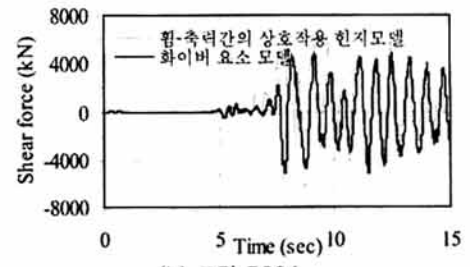
(c) 교각 P665

그림 6. 교축 직각방향 변위 응답 비교

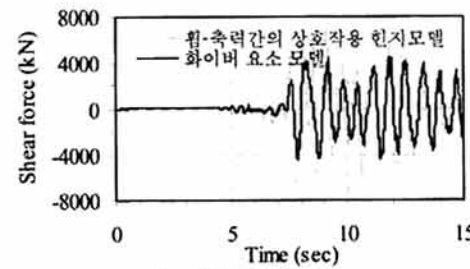
그림 7은 하이버 요소를 사용한 해석모델과 휨-축력간의 상호작용만을 고려한 해석모델에서 구한 교축 직각방향 전단력 응답을 나타낸다. 하이버 요소를 사용한 해석모델의 전단력 응답은, 모든 교각에서 8초 후에 단일 주기를 나타낸 반면에, 휨-축력간의 상호작용 힌지모델은 일반적으로 2 주기를 나타내고 있다. 이는 본 연구에서 제시된 힌지모델에서 단조증가 곡선의 선형 이상화에 따른 것으로 판단된다. 9초 이후의 전단력 응답 및 진동 주기에 있어서 힌지모델은 정밀한 하이버 요소 모델과 비교해 볼 때, 비교적 좋은 상관관계를 나타내었다. 하이버 요소를 사용한 해석모델과 휨-축력간의 상호작용만을 고려한 해석모델에서 구한 교축 직각방향 최대 응답을 정리하여 표 4에 나타내었다.



(a) 교각 P663



(b) 교각 P664



(c) 교각 P665

그림 7. 교축 직각방향 전단력 응답 비교

표 4. 교축 직각방향 최대 응답

교각	해석모델	변위(mm)	전단력(kN)
P663	휨-축력 힌지	106.3	4648
	하이버 요소	103.0	3656
P664	휨-축력 힌지	194.0	5826
	하이버 요소	164.5	4844
P665	휨-축력 힌지	122.0	5520
	하이버 요소	108.8	4522

그림 8은 휨-축력 및 휨-전단-축력간의 상호작용 한지모델의 교축 직각방향 변위 응답 비교를 나타낸다. 일반적으로 전단을 고려한 변위 응답이 다소 큰 것을 확인할 수 있지만 그 차이는 작은 것을 알 수 있다. 하지만 교각 P664의 경우, 최대응답 부근에서 전단을 고려한 변위 응답이 고려하지 않은 응답보다 오히려 다소 작은 것을 알 수 있는데 이는 교각의 하중 변위 이력응답으로부터 설명할 수 있다.

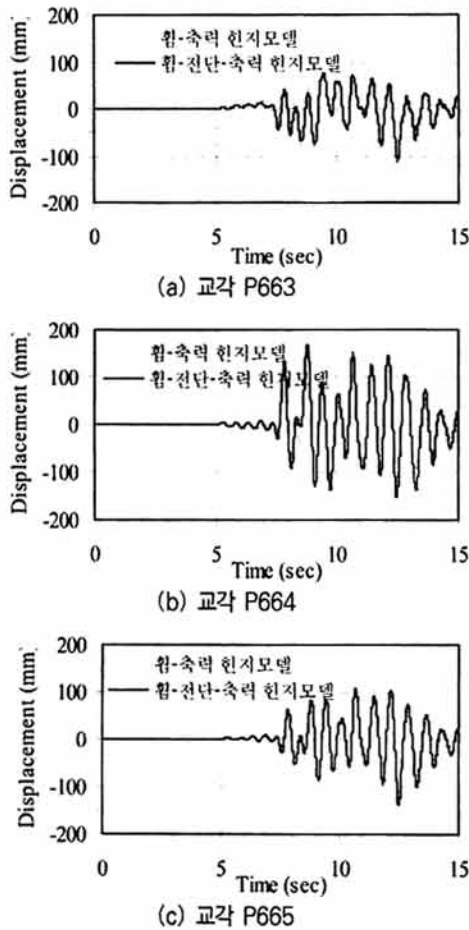


그림 8. 한지모델의 교축 직각방향 변위 응답 비교

그림 9는 교각 P664의 교축 직각방향 하중-변위 이력응답을 나타낸다. 그림 9(a)는 휨-축력 한지모델의 하중-변위 이력응답을 나타내는 반면에, 그림 9(b)와 9(c)는 비교 목적을 위해 휨-전단-축력 한지모델의 하중-변위 이력응답에서 변위 성분별 즉, 휨 변위와 전단 변위를 분리하여 나타내었다. 그림에서 확인할 수 있는 바와 같이, 전단을 고려한 한지모델로부터 구한 휨 변위 이력응답 (그림 9(b))은 전단을 고려하지 않은 휨 변위 이력응답 (그림 9(a))과 비교해 볼 때 상당히 작은 것을 알 수 있다. 또한, 그림 9(c)에서 알 수 있는 바와 같이, 전단 변위가 상당한 것을 알 수 있다. 즉, 전단을 고려하지 않는 경우 전단을 고려한 경우와 비교해 볼 때, 휨 변위를 과대

평가 할 수 있을 뿐만 아니라 전단 변위를 과소평가 할 수 있어 교각의 변위 응답 검토에 오류를 범할 수 있을 것으로 판단된다.

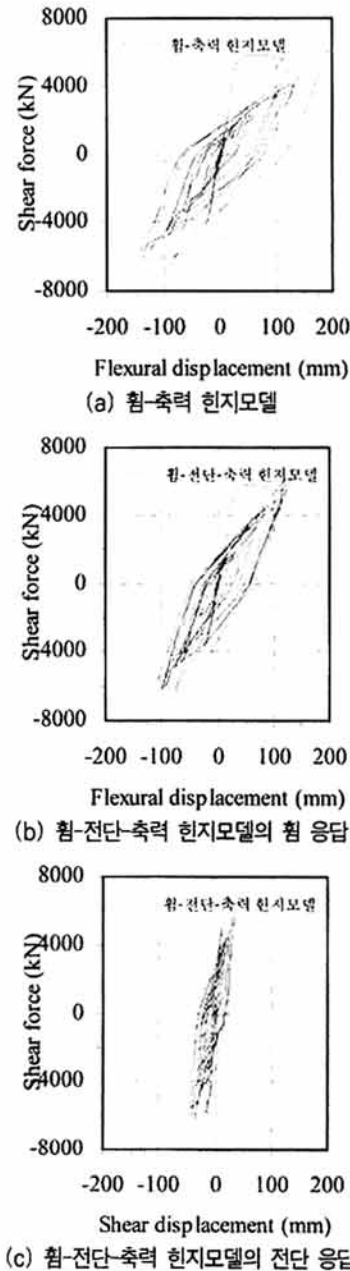


그림 9. 한지모델에서 교각 P664의 교축 직각방향 하중-변위 이력응답

휨-축력 한지모델 및 휨-전단-축력 한지모델로부터 구한 교축 직각방향 최대 변위응답을 표 5에 정리하였다. 표 5의 휨-전단-축력 한지모델의 최대 변위응답에서 괄호안의 백분율은 휨 변위에 대한 전단변위의 백분율을 나타낸다. 표 5에서 확인할 수 있는 바와 같이, 전단변위는 최대 변위에 무시할 수 없는 영향을 끼치는 것을 알 수 있다. 즉, 교각 P663, P664 및

P665에 대해, 전단변위의 최대변위에 대한 백분율은 각각, 25%, 26% 및 19% 임을 알 수 있다. 또한, 전단을 고려한 힙 변위의 힙 변위는 전단을 고려하지 않은 힙 변위보다 작은 것을 알 수 있다. 즉, 전단을 고려하지 않는 경우, 교각의 변위 응답 검토에 오류를 범할 수 있게 되어 안정성 검토에 영향을 끼칠 수 있을 것으로 판단된다. 이는 곧, 상세한 화이버 요소 모델 해석결과와 비교해 볼 때, 본 연구에서 제시된 모델 및 해석방법들이 간편하면서도 보다 나은 변위 응답 검토를 수행할 수 있다는 것을 알 수 있다.

표 5. 힙-전단-축력 힙 변위 응답

교각	힙-축력 힙 변위	힙-전단-축력 힙 변위		
	(mm)	전체변위 (mm)	(mm)	전단변위 (mm)
P663	106.3	112.4	83.8	28.6 (34.1%)*
P664	194.0	175.7	129.4	46.3 (35.8%)*
P665	122.0	141.8	115.6	26.2 (22.7%)*

\* 괄호안의 값은 힙 변위에 대한 전단변위의 백분율

#### 4. 결 론

본 연구에서는 강 거더 교량의 비선형 지진해석을 수행하였다. 지진해석 수행을 위해, 간편하면서도 적용성이 우수한 힙-축력 및 전단-축력간의 상호작용 이력모델을 힙 변위 모델 형태로 ZeusNL 구조해석 프로그램의 조인트 요소로 연결하였고, 이 요소를 사용하여 교각에 대한 해석 모델링을 구성하였다. 힙-축력 힙 변위 모델을 사용한 지진응답 해석결과는 상세한 화이버 요소 모델 해석결과와 비교하였고, 좋은 상관관계를 나타내었다. 또한, 힙-축력 및 전단-축력 이력모델을 합성한 힙 변위 모델은 힙-전단-축력간의 상호작용을 가능하게 하여, 변위 성분별 응답 분석을 통해 지진하중을 받는 교각의 변위 성능 검토를 수행할 수 있다는 것을 알 수 있었다. 종합적으로, 본 연구에서 제시된 해석 모델 및 기법들은 지진하중에 대한 구조물의 동적 비선형 전단변위 응답 검토에 매우 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

#### 감사의 글

본 연구는 건설교통부 산하의 한국건설교통기술평가원에서 후원하고 콘크리트코리아 연구단 (05-CCT-D11)의 지원으로

수행되었으며, 이에 관계자 여러분들에게 감사드립니다.

#### 참 고 문 헌

이도형, 전중수, 박대호 (2003a) 지진하중을 받는 RC 교량의 비탄성 거동에 대한 단순화된 응답해석(I): 모델의 검증, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제23권, 제6A호, pp.1277-1285.

이도형, 전중수, 박대호 (2003a) 지진하중을 받는 RC 교량의 비탄성 거동에 대한 단순화된 응답해석(II): 모델의 응용, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제23권, 제6A호, pp.1287-1294.

AASHOTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Abrams, D.P. (1987) Influence of Axial Force Variations on Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 3, pp.246-254.

American Concrete Institute (2002) Building Code Requirements for Structural Concrete, *ACI318-02*, Michigan, USA.

Ang, B.G., Priestley, M.J.N., Paulay, T. (1989) Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 1, pp.45-59.

Applied Technology Council (1996) Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, *ATC32*.

Elnashai, A.S., Bommer, J.J., Baron, C.I., Lee, D.H., Salama, A.I. (1995) *Selected Engineering Seismology and Structural Engineering Studies of the Hyogo-Ken Nanbu (Great Hanshin) Earthquake of 17 January 1995*, ESEE Research Report No. 95-2, Imperial College London.

Elnashai, A.S., Papanikolaou, V., Lee, D.H. (2001) *ZeusNL-A Program for Inelastic Dynamic Analysis of Structures*, MAE Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.

Emori, K., Schnobrich, W.C. (1978) *Analysis of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures for Strong Motion Earthquakes*, Civil Engineering Studies SRS 457, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.

Federal Emergency Management Agency (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation*



- of Buildings, FEMA273.
- Gilbertsen, N.D., Moehle, J.P. (1980) *Experimental Study of Small-scale R/C Columns subjected to Axial and Shear Force Reversals*, Civil Engineering Studies SRS 481, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- Japan Road Association (1990) *Specifications for Highway Bridges-Part V: Seismic Design*, Japan.
- Keshavarzian, M., Schnobrich, W.C. (1984) *Computed Nonlinear Seismic Response of R/C Wall-Frame Structures*, Civil Engineering Studies SRS 515, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- Lee, D.H., Elnashai, A.S. (2001) Seismic Analysis of RC bridge Columns with Flexure-Shear Interaction, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 5, pp.546-553.
- Lee, D.H., Elnashai, A.S. (2002) Inelastic Seismic Analysis of RC bridge Piers including Flexure-Shear-Axial Interaction, *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol. 13, No. 3, pp.241-260.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1988), Theoretical Stress-strain Models for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp.1804-1826.
- Martinez-Rueda, J.E., Elnashai, A.S. (1997) Confined Concrete Model under Cyclic Loading, *Materials and Structures*, Vol. 30, pp.139-147.
- Ozcebe, G., Saatcioglu, M., (1989) Hysteretic Shear Model for Reinforced Concrete Members, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 1, pp.132-148.
- Park, R., Paulay, T. (1975) *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, USA.
- Priestley, M.J.N., Verma, R., Xiao, Y. (1994) Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 8, pp.2310-2329.
- Saadeghvaziri, M.A., Foutch, D.A. (1990) Behaviour of RC Columns under Nonproportionally Varying Axial Load, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 7, pp.1835-1856.
- Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N. (1970) Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 96, No. 12, pp.2557-2573.
- Umemura, H., Takizawa, H. (1982) *Dynamic Response of Reinforced Concrete Buildings*, International Association of Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1986) The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear, *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, pp.219-231.
- Vecchio, F.J., Emara, M.B. (1992) Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames, *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp.46-56.

(접수일자 : 2009. 6. 2 / 심사일 2009. 6. 17 /  
게재확정일 2009. 6. 30)