

## 연속지진하중에 의한 철근콘크리트 교량 교각의 응답해석

이도형<sup>1)</sup> · 전종수<sup>2)</sup> · 박대효<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup> 배재대학교 토목환경공학과 <sup>2)</sup> (주)삼보기술단 기술연구소 <sup>3)</sup> 한양대학교 토목공학과

(2003년 12월 20일 원고접수, 2004년 3월 5일 심사완료)

### Response Analysis of RC Bridge Piers due to Multiple Earthquakes

Do-Hyung Lee<sup>1)</sup>, Jong-Su Jeon<sup>2)</sup>, and Tae-Hyo Park<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Civil and Geotechnical Engineering, Paichai University, Daejeon, 302-735, Korea

<sup>2)</sup> Research&Development Institute, Sambo Engineering Co., Ltd., Seoul, 138-834, Korea

<sup>3)</sup> Dept. of Civil Engineering, Hanyang University, Seoul, 133-791, Korea

(Received December 20, 2003, Accepted March 5, 2004)

#### ABSTRACT

In this paper, the effect of cumulative damage for reinforced concrete bridge piers subjected to both single and multiple earthquakes is investigated. For this purpose, selected are three set of accelerograms one of which represents the real successive input ground motions, recorded at the same station with three months time interval. The analytical predictions indicate that piers are in general subjected to a large number of inelastic cycles and increased ductility demand due to multiple earthquakes, and hence more damage in terms of stiffness degradation is expected to occur. In addition, displacement ductility demand demonstrates that inelastic seismic response of piers can significantly be affected by the applied input ground motion characteristics. Also evaluated is the effect of multiple earthquakes on the response with shear. Comparative studies between the cases with and without shear indicate that stiffness degradation and hence reduction in energy dissipation capacity of piers are pronounced due to the multiple earthquakes combined with shear. It is thus concluded that the effect of multiple earthquakes should be taken into account for the stability assessment of reinforced concrete bridge piers.

**Keywords :** multiple earthquakes, reinforced concrete bridge pier, shear response, displacement ductility demand

#### 1. 서 론

지진하중을 받는 교량의 응답에 대한 인식은 1971년 San Fernando 지진에 의해서 일어난 교량의 파괴에 의해서 많이 변화되어 왔다. 위의 지진하중에 의해서 일어난 교량의 손상 및 파괴형태는 그 당시의 내진설계 규정이 적합하지 않다는 것을 분명하게 보여주었다<sup>1)</sup>. San Fernando 지진 이후 지진하중에 대한 교량의 저항능력을 향상시키기 위하여 많은 연구들이 진행되어져 왔고, 이들 연구에 의한 지진해석 및 내진설계에 대한 개념 및 이론의 발전은 실제 지진하중들에 의해서 손상을 입은 교량들의 직접적인 파괴형태의 관찰, 즉 지진발생 직후의 현장조사를 통한 다양한 분석 및 해석을 통하여 수행되어 왔다. 하지만 비록 교량의 지진응답 향상에 있어서 많은 진보가 있어왔음에도 불구하고, 특히 철근콘크리트 교량은 일련의

최근 지진시(1994년 미국 Northridge 지진, 1995년 일본 Kobe 지진), 이들 지진하중이 비록 설계지진하중을 초과했다 할지라도 여전히 취약성을 나타내었다<sup>2,3)</sup>. 더욱이 최근 1999년 8월 17일에 발생한 Turkey의 Kocaeli 지진은 많은 철근콘크리트 구조물에 심각한 손상을 일으켰고, 철근콘크리트 교량도 예외는 아니었다<sup>4)</sup>. 이 Kocaeli 지진이 발생한 지 약 3개월 후, 1999년 11월 12일에 또 다른 지진이 Turkey의 북서쪽에 위치한 Duzce와 Bolu 지역에서 일어났는데, Duzce와 Bolu는 8월에 일어난 Kocaeli 지진과 아주 근접한 지역에 있는 도시였다<sup>5)</sup>. 이와 같이 3개월 간격으로 일어난 연속적인 지진하중은 구조물에 심각한 영향을 미칠 수가 있다. 즉, 8월에 일어난 지진하중 하에서 손상 및 파괴되지 않은 구조물조차도 11월에 일어난 연속 지진하중에 의해서 강성의 저하에 따른 요구되어지는 변위 연성도의 증가로 인하여 손상 혹은 파괴될 잠재성을 내포할 수도 있다. 따라서 연속적인 지진하중이 구조물의 지진응답 해석에 미치는 영향을 조사하는 것이 중요하다. 하지만 현재까지 대부분의 구조물에 대한 지진응답 해석

\* Corresponding author

Tel : 02-2290-0321 Fax : 02-2293-9977

E-mail : cepark@hanyang.ac.kr

들은 단일지진하중에 의해서 수행되어 왔고, 연속지진하중의 효과를 고려한 구조물의 지진응답 해석에 관한 연구는 아주 미비한 실정이다. Aschheim and Black<sup>6)</sup>의 연구는 이전 지진하중의 효과를 고려한 극소수의 논문 중의 하나인데, 이 연구에서는 이전 지진하중의 효과를 초기강성의 감소로 단순하게 가정하여 모델링 및 해석을 수행하였기 때문에 비탄성 영역 내에서 일어날 수 있는 구조물의 전반적인 강성의 감소와 그에 따른 응답거동의 변화를 나타내기에는 부족한 점이 있다.

따라서 본 연구에서는 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각에서 일어날 수 있는 누적손상응답 거동을 검토하기 위하여 단일 및 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교각에 대한 비탄성 지진응답 해석을 수행하였다. 아울러 연속지진하중이 전단응답에 미치는 영향 또한 고려되었고 그 결과를 비교·검토하였다.

## 2. 비선형 정적 및 동적해석 프로그램 ZeusNL

단일 및 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각의 지진응답을 조사하기 위하여 비탄성 재료거동을 따르는 단면의 파이버(fiber) 요소해석에 기초를 둔 비선형 구조해석 프로그램인 ZeusNL<sup>7)</sup>이 사용되었다.

ZeusNL은 2차원 및 3차원 구조물의 비선형 해석을 위하여 개발되어 왔고, 여러 다양한 해석기능들을 제공하고 있다. 휨과 변위 하중들을 독립적 혹은 비례적으로 작용시킬 수 있는 정적 및 정적시간이력 해석기능 뿐만 아니라 작용된 하중의 형태가 각각의 해석단계마다 변화하는 적합 정적(adaptive static pushover) 해석기능을 포함하고 있는데, 이는 작용하중에 따른 강성의 감소와 그에 따른 구조물 주기의 증가를 정확하게 묘사할 수 있는 장점이 있다. 동적해석의 경우, 고유치 해석에 있어서 고유진동수와 모드 형태를 구하기 위하여 Lanczos 알고리즘이 사용되고, 시간이력해석은 Newmark<sup>8)</sup>나 Hilber-Hughes-Taylor 방법<sup>9)</sup>과 같은 수치적분법을 통해서 수행된다.

또한 많은 다양한 단면형태들이 존재하고 각각의 단면들은 많은 수의 모니터링 요소로 나뉘어져 구조물의 비탄성 응답해석을 수행하게 되는데, 이용 가능한 요소, 재료 거동 모델 그리고 다양한 단면에 대한 자세한 언급은 Elnashai et al.<sup>7)</sup>의 참고문헌에서 찾아볼 수 있다.

## 3. 전단이력응답

지진하중을 받는 철근콘크리트 부재에 발생하는 비탄성 변형은 휨변형 뿐만 아니라 전단변형도 포함하고 있다<sup>10)</sup>. 이 연구에서는 비탄성 전단변형은 전체변형에 크게 영향을 미칠 뿐만 아니라, 최대 휨모멘트에 대응하는 강도보다

큰 전단강도를 가진 구조물조차도 전단응답이 반드시 탄성영역 내에 머물지 않는다는 사실을 지적하였다. 따라서 철근콘크리트 부재의 전단변형 및 강도를 정확하게 예측할 수 있는 모델의 개발이 중요하며, 또한 전단응답은 축력의 변화에 영향을 크게 받으므로, 축력의 변화 또한 위의 모델에서 고려되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 축력의 변화를 고려한 전단이력응답을 개발하여 ZeusNL<sup>7)</sup>에 연결하였다. 이 응답모델에서는 포락선 및 이력법칙이 필요로 되는데, 포락선은 수정된 압축장 이론(modified compression field theory)<sup>11)</sup>을 사용하여 유도되었고, 이력법칙은 Ozcebe and Saatcioglu<sup>12)</sup>에 의해서 제안된 모델을 수정하여 적용시켰다. 포락선과 이력법칙에 대한 자세한 설명은 Lee and Elnashai<sup>13)</sup>에 나타나 있다.

연속적으로 변화하는 축력을 고려한 철근콘크리트 부재에 관한 실험결과가 기 발표된 논문에서 거의 찾아볼 수 없는 관계로 인하여 본 연구에서는 여러 다른 단계의 일정한 축력에 종속되어 있는 철근콘크리트 부재의 실험결과와 비교검증을 수행하였다.

본 연구에서 개발된 전단이력모델의 타당성을 조사하기 위하여 Maruyama et al.<sup>14)</sup>에 의하여 실험된 정사각형 단면을 가진 철근콘크리트 기둥에 대하여 비교검증을 수행하였다. 실험에 사용된 시편은 ACI 318-71<sup>15)</sup>에 규정된 최대전단철근 간격에 대응하는 65mm의 전단철근간격을 사용하여 부재의 거동이 전단에 지배적이 되도록 설계되었다. 실험시편들 중 대표적인 예로서 압축 축력이 작용하는 시편 120C-U와 인장 축력이 작용하는 시편 100T-U에 대하여 비교검증을 수행하였다. Fig. 1은 실험에 사용된 시편의 단면상세를 보여주고 있고 Table 1은 시편들에 대한 재료특성 및 작용하중을 나타내고 있다. Table 1의 작용 압축하중에서 음의 부호는 인장을 나타낸다.

본 연구에서는 전단의 효과를 알아보기 위하여 두 가지의 해석모델을 사용하였다. 하나는 비탄성 요소(cubic inelastic elements)들로 구성된 휨만을 고려한 기존의 유한요소 모델이고, 다른 하나는 휨과 전단간의 상호거동을 묘사하기 위하여 휨 거동만을 고려한 기존의 비탄성 요소들과 위에서 언급된 전단이력모델을 고려한 조인트 요소의 합성으로 구성된 해석모델이다.

Figs. 2(a)와 (b)는 각각 시편 120C-U와 100T-U의 실험결과와 해석결과의 전단을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우 각각에 대한 하중-변위 이력응답 비교를 보여주고 있다. Fig. 2의 실험결과에서 전단으로 인한 강성의 저하(핀칭)가 큰 것을 알 수 있고, 전단을 고려한 해석결과는 실험결과와 좋은 일치를 나타내고 있다. 그러나 일반적으로 변위가 증가할수록 해석결과가 실험결과에 비하여 제하중 강성이 약간 큰 것을 확인할 수 있는데, 이는 단조 증가 하중상태 하에서 유도된 포락선의 초기강성에 대한 과대평가로 인한 것으로 사료된다. 그럼에도 불구하고 전

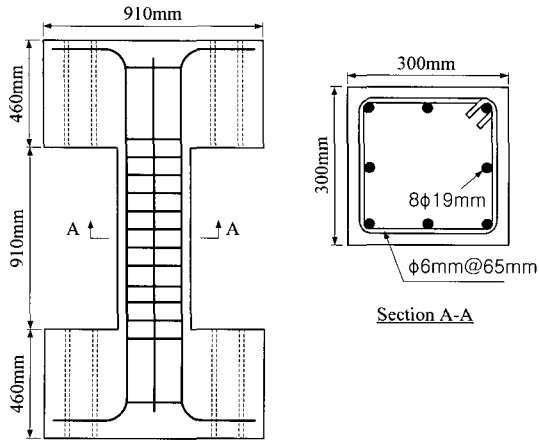


Fig. 1 Dimensions and cross-section details of test specimen<sup>14)</sup>

Table 1 Material properties and applied axial force<sup>14)</sup>

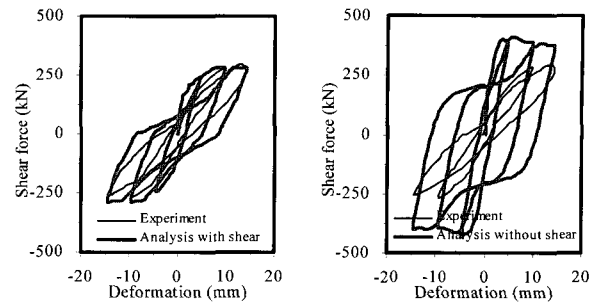
Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial force (kN)	Transverse reinforcement		Longitudinal reinforcement	
			Yield strength (MPa)	Ratio	Yield strength (MPa)	Ratio
120C-U	30.4	528	466	0.0252	450	0.0252
100T-U	38.6	-440	466	0.0252	374	0.0252

반적인 비탄성 거동에 있어서 좋은 상관관계를 보여주고 있다. 반면에 기존의 유한요소해석과 같이 전단을 고려하지 않은 경우의 해석결과는 실험결과와 상당히 큰 차이를 나타내고 있다. 즉, 전단을 고려하지 않고 휨만을 고려한 경우의 해석은 전단에 지배적인 부재의 거동을 예측하는데 매우 부적합하다는 것을 보여주고 있다.

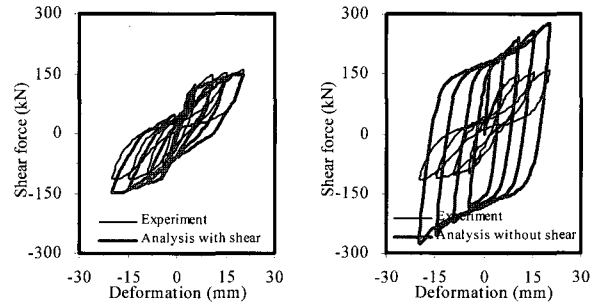
Table 2는 여러 단계의 연성도에 대응하는 실험결과와 전단을 포함한 해석결과 사이의 최대강도 비교를 보여주고 있다. 시편 120C-U의 경우 연성도 단계 1과 4에 대응하는 최대강도값이 인용된 참고문헌 (14)에서 제공되지 않은 관계로 연성도 단계 2와 3에 대응되는 최대강도값에 대해서만 비교하였다. 일반적으로 해석결과는 실험결과에 비해서 최대강도를 약간 과소평가하는 경향을 나타내지만, 그 차이는 대략적으로 10% 미만으로 실험결과와 비교적 좋은 일치를 보여주고 있다.

#### 4. 단일 및 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량의 비탄성 지진해석

연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량의 비탄성 내진 응답해석을 검토하기 위하여 1994년 1월 17일에 발생한 미국 Northridge 지진에 의하여 심하게 손상을 입은 교량을 선택하였다. 본 연구의 대상교량은 I-10 고가도로의 La Cienega-Venice Boulevard 부분의 램프교량인



(a) Specimen 120C-U



(b) Specimen 100T-U

Fig. 2 Comparison between experiment and analysis with and without shear

Table 2 Strength comparison between experiment and analysis with shear at different ductility levels

Specimen	Cycle	Peak strength corresponding to each cycle (kN)							
		$\mu=1$		$\mu=2$		$\mu=3$		$\mu=4$	
		Exp.	Anal.	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.
120C-U	1st	-	-	285.5	280.0	282.1	246.0	-	-
100T-U	1st	123.0	115.0	148.5	130.0	153.6	142.1	158.6	149.0

Collector Distributor 36<sup>16)</sup>이다. Turkey의 연속지진에 의해서 손상을 입은 철근콘크리트 교량에 관한 연구논문 발표가 아주 미비한 실정으므로, 연속적인 Turkey 지진들에 의하여 직접적으로 손상을 입은 교량에 대한 해석만큼 직접적이지는 않더라도 본 연구에서 선택된 교량은 연속지진하중 효과를 고려한 비교해석의 초석으로 고려될 수 있다.

#### 4.1 대상교량의 해석모델

본 연구대상 교량구조물의 상부구조는 세 개의 셀로 이루어진 박스거더로 구성되어 있고, 하부구조는 여러 개의 교각으로 이루어진 Bent 5, 그리고 단일교각으로 이루어진 Bents 6, 7 그리고 8, 및 벽 구조로 이루어진 Bent 9로 구성되어 있다. Fig. 3에 보여져 있는 것처럼 모든 교각은 지름이 1219mm인 원형의 철근콘크리트 단면으로 이루어져 있고, 대상교량에 대한 자세한 언급은 Lee and

Elnashai<sup>17)</sup>의 논문에서 찾아볼 수 있다.

대상교량의 일반 구조도는 그림 4(a)에서 보여주고 있다. 이 모델에는 휨에 기초한 기존의 유한요소 해석 모델로서 교각의 윗부분과 아랫부분에는 비교적 짧은 비탄성 요소 그리고 중간부분에는 비교적 긴 비탄성 요소를 사용하여 소성힌지 구간이 비교적 정확하게 고려되도록 모델링을 수행하였다. 또한 전단의 효과를 고려하기 위하여 대상교량의 각각의 교각들은 휨에 기초한 비탄성 요소와 축력의 변화를 고려한 집중된 전단 스프링 요소로서 모델링을 수행하였는데, 이는 그림 4(b)에서 보여주고 있다. 따라서 그림 4(b)는 휨-전단-축력 간의 상호거동 응답에 축을 가능하게 하는 해석모델을 나타낸다.

## 4.2 입력 지진파

본 연구의 대상교량에 대한 비탄성 시간이력 지진해석 수행을 위하여 선택된 입력 지진파는 세 쌍으로 이루어져 있다. 입력 지진파의 첫 번째 쌍은 앞에서 언급된 Turkey

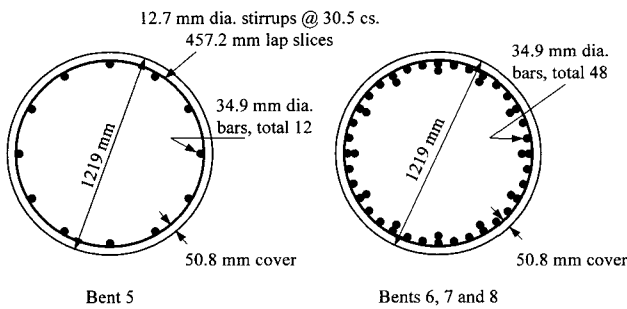
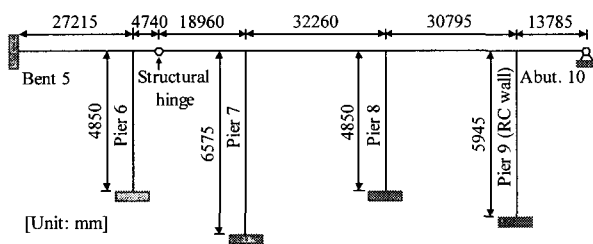
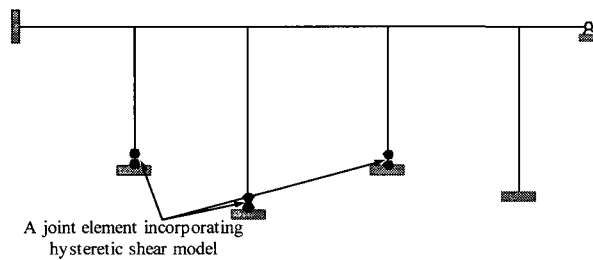


Fig. 3 Cross-sections of piers



(a) Structural model



(b) Structural model with shear spring

Fig. 4 Analytical models of the ramp structure

의 연속지진, 1999년 8월 17일 Kocaeli 지진과 1999년 11월 12일 Duzce 지진에서 각각 연속적으로 같은 지역(Duzce)에서 기록된 Kocaeli(K)와 Duzce(D) 지진파이다. 두 번째 쌍의 입력 지진파는 1979년 10월 15일 Imperial Valley 지진시 Bonds Corner에서 기록된 Imperial Valley(I) 지진파와 1984년 4월 24일 Morgan Hill 지진시 Coyote Lake 댐에서 기록된 Morgan Hill(M) 지진파로 구성되어 있다. 세 번째 쌍의 입력지진파는 1989년 10월 18일 Loma Prieta 지진시 Hollister City Hall에서 기록된 Loma Prieta(L) 지진파와 1994년 1월 17일 Northridge 지진시 Arleta-Nordhoff Fire Station에서 기록된 Northridge(N) 지진파로 구성되어 있다. 첫 번째 쌍의 입력지진파는 같은 지역에서 기록된 연속적인 지진파에 의한 구조물의 누적 손상 효과를 직접적으로 나타낼 수 있는 반면에, 두 번째 쌍과 세 번째 쌍의 입력 지진파는 해석적인 추정치를 알아보기 위하여 고려되었다. 4.4절에서 언급될 비탄성 시간이력 지진해석시 위에서 언급된 지진파들의 세 방향 요소가 모두 동시에 고려되었고 각 입력 지진파들의 최대가속도는 Table 3에 정리되어 있다.

## 4.3 정적해석

대상교량 교각의 저항능력을 검토하기 위하여 2절에서 언급된 수정된 압축장 이론을 사용하여 각 교각의 정적해석을 수행하였다. 이 정적해석 수행시 상부 및 하부구조의 단면으로부터 계산된 자중을 각 교각에 축력으로 작용시켰다. Fig. 5는 각 교각의 횡방향 정적 하중-변위 응답을 보여주고 있다. Fig. 5에서 보는 바와 같이 교각 6과 8의 하중-변위 응답은 거의 동일한 반면에 교각 7의 응답은 작은 강성을 보여주고 있다. 또한 교각 7의 응답을 교각 6 및 8의 응답들과 비교해 볼 때 더 큰 변위를 보여주고 있는데, 이는 교각 7의 높이가 다른 교각들에 비교하여

Table 3 Peak ground acceleration for the selected records

Station (earthquake)		Peak ground acceleration (g)		
		Longitudinal	Transverse	Vertical
Set 1	Duzce(K) (Kocaeli EQ)	0.361	0.310	0.205
	Duzce(D) (Duzce-Bolu EQ)	0.514	0.377	0.345
Set 2	Bonds corner(I) (Imperial Valley EQ)	0.588	0.775	0.425
	Coyote lake dam(M) (Morgan Hill EQ)	0.711	1.298	0.388
Set 3	Hollister city hal(L) (Loma Prieta EQ)	0.215	0.247	0.216
	Arleta-Northhoff fire(N)	0.308	0.344	0.552
	Station(Northridge EQ)			

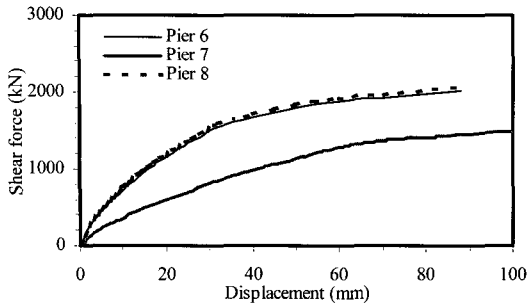


Fig. 5 Static shear force-displacement response

Table 4 Static response parameters

Pier	Axial force (kN)	Shear force (kN)	Yield displacement (mm)
6	2395	2030	32
7	2830	1645	62
8	3180	2065	32

더 크기 때문인 것으로 추정된다. 정적해석의 응답결과는 Table 4에 나타나 있다. Table 4에서 보는 바와 같이 교각 6과 8의 항복변위는 32mm로 동일한 반면에 교각 7은 더 큰 항복변위 62mm를 나타내었다. 여기에서 항복변위는 종방향 주철근에서 첫 번째 항복이 일어날 때의 변위로 정의하였다.

#### 4.4 시간이력 지진해석(전단 비교)

Fig. 4(a)에 보여져 있는 대상교량의 전단을 고려하지 않은 해석모델에 대하여 비탄성 시간이력 해석을 수행하였다. 비탄성 시간이력 해석시 Table 3에 정리되어 있는 세 쌍의 입력지진파들의 세 방향(종방향, 횡방향, 그리고 연직방향) 요소 모두를 작용시켜 수행하였다.

Fig. 6는 Set 1의 단일(D와 K) 및 연속(D+K와 K+D) 지진하중 하에서 각 교각의 횡방향 변위 연성도를 보여주고 있다. K+D 지진하중 하에서 변위 연성도는 두 개의 단일지진하중(D와 K) 하에서의 변위 연성도에 비해서 크게 증가를 하지 않은 반면에, D+K 지진하중 하에서의 변위 연성도는 두 개의 단일지진하중(D와 K) 하에서의 변위 연성도보다 약 80% 정도 증가하는 것을 알 수 있다. 이와 같은 사실은 교각의 응답이 작용된 입력지진파의 혼합특성에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있다.

Fig. 7은 Set 2의 단일 및 연속지진하중(I, M, I+M 그리고 M+I) 하에서 각 교각의 횡방향 변위 연성도를 보여주고 있다. 지진하중, M, I+M 그리고 M+I 하에서의 변위 연성도는 거의 동일한 반면에, 이 변위 연성도는 단일지진하중, I 하에서의 변위 연성도에 비해 약 90% 까지 증가하였다. 이 역시 Fig. 6에서와 마찬가지로 작용된 입력지진파의 혼합특성은 철근콘크리트 교량 교각의 변위응답에

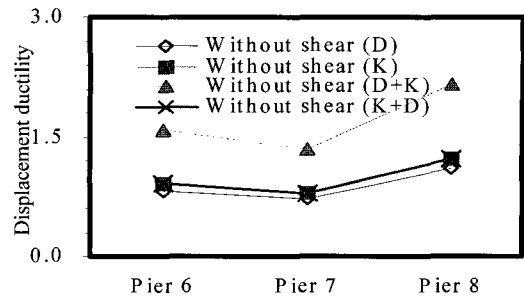


Fig. 6 Comparison of displacement ductility under D, K, D+K and K+D

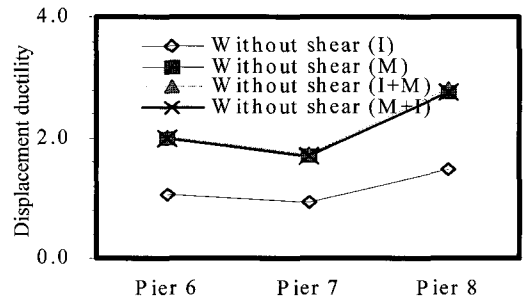


Fig. 7 Comparison of displacement ductility under I, M, I+M and M+I

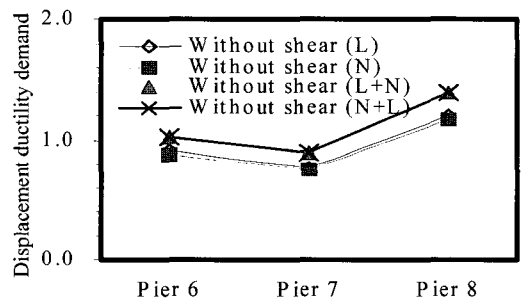


Fig. 8 Comparison of displacement ductility under L, N, L+N and N+L

크게 영향을 끼친다는 것을 알 수 있다.

Fig. 8은 Set 3의 단일 및 연속지진(L, N, L+N 그리고 N+L) 하중 하에서의 각 교각의 횡방향 변위 연성도를 보여주고 있다. 일반적으로 연속지진하중(L+N와 N+L) 하에서의 변위 연성도는 단일지진하중(L와 N) 하에서의 변위 연성도보다 큰 경향을 보여주고 있다. 하지만 그 차이는 대략적으로 20% 정도로 그다지 크지 않았다. Table 3에서 언급되어 있는 각 Set별 입력지진파에 의한 횡방향 변위 연성요구도는 Table 5에 정리되어 있다.

Figs. 6, 7 그리고 8로부터 알 수 있듯이 변위 연성도는 작용된 입력지진파의 혼합특성에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있다. 즉, 단일지진하중 하에서 일어날 수 있는 강성의 감소로 인한 증가된 주기가 연속적인 지진하중이 내포하고 있는 주기특성과 일치될 경우 공진으로 인하여 변위응답이 크게 증가할 수 있는 반면에, 일치하지 않

**Table 5** Comparison of maximum displacement ductility

Input motion		Pier 6	Pier7	Pier 8
Set 1	D	0.83	0.71	1.10
	K	0.92	0.79	1.22
	D+K	1.58	1.35	2.16
	K+D	0.92	0.79	1.22
Set 2	I	1.07	0.91	1.46
	M	1.98	1.70	2.76
	I+M	2.01	1.73	2.81
	M+I	1.98	1.70	2.76
Set 3	L	0.91	0.77	1.20
	N	0.88	0.76	1.17
	L+N	1.03	0.89	1.39
	N+L	1.03	0.89	1.40

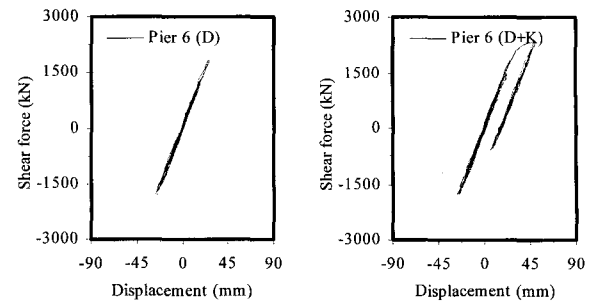
을 경우에는 응답에 크게 영향을 미치지 않는다는 것을 알 수 있다. 따라서 위와 같은 연속지진하중으로 인한 교각의 강성의 감소를 알아보기 위하여 하중-변위 시간이력 응답을 비교분석 하였다.

Fig. 9는 Set 1의 단일(D) 및 연속지진하중(D+K) 하에서 각 교각의 횡방향 하중-변위 이력응답을 보여주고 있다. 그림에서 알 수 있듯이 연속지진하중 하에서의 응답은 단일지진하중 하에서의 응답에 비해서 크게 증가된 비탄성 변위 및 많은 수의 비탄성 반복주기를 경험하는 것을 알 수 있다. 뿐만 아니라, 최대변위에 대응하는 단일반복주기가 발생한 후 제하중 강성이 상당히 감소하는 것을 알 수 있다. 즉, 연속지진하중으로 인하여 각 교각들은 많은 수의 비탄성 반복주기 및 증가된 변위 연성도를 경험하게 되고 그에 따른 강성의 감소에 의해서 손상이 발생할 것으로 예측된다.

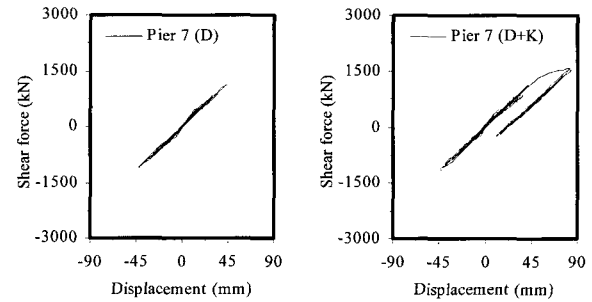
Fig. 10은 Set 2의 단일(I) 및 연속지진하중(I+M) 하에서 각 교각의 횡방향 하중-변위 이력응답을 보여주고 있다. 그림에서 볼 수 있듯이 단일 및 연속지진하중 하에서 각 교각의 응답은 Fig. 9에서와 비슷한 경향을 나타내었다. 한가지 주목할만한 점은 연속지진하중으로 인하여 각 교각의 제하중 강성이 두드러지게 감소한다는 사실이다.

Fig. 11은 Set 3의 단일(N) 및 연속지진하중(N+L) 하에서 각 교각의 횡방향 하중-변위 이력응답을 보여주고 있다. 앞의 변위 연성도 비교에서 보여준 것처럼 각 교각의 최대변위에 있어서 차이는 크지 않음을 알 수 있다. 하지만 비록 단일 및 연속지진하중 하에서 각 교각의 최대변위 응답의 차이가 크지 않을지라도, 연속지진하중 하에서 각 교각은 보다 많은 수의 탄성 및 비탄성 반복주기를 경험하는 것을 그림에서 확인할 수 있다. 따라서 교각의 강성은 많은 수의 반복주기에 함께 감소할 것으로 사료된다.

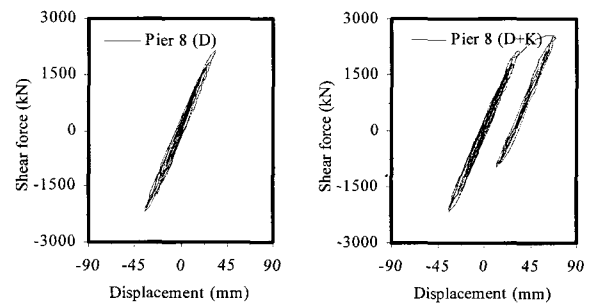
위의 하중-변위 이력응답으로 알 수 있듯이, 일반적으로 단일지진하중을 받는 구조물보다 연속지진하중을 받는 구조물이 더 크게 손상될 것으로 사료된다.



(a) Pier 6



(b) Pier 7



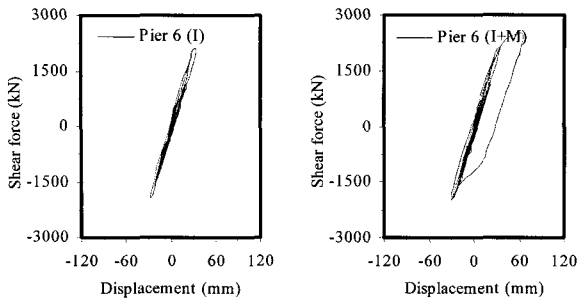
(c) Pier 8

**Fig. 9** Transverse hysteretic response under D and D+K

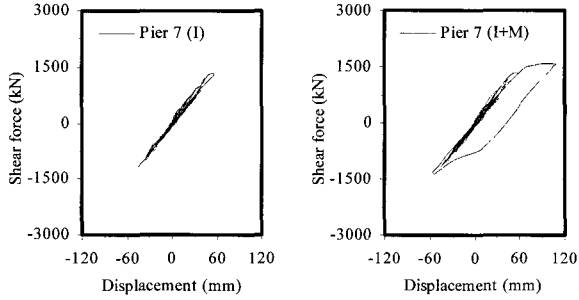
따라서 지진하중으로 인한 구조물의 손상평가를 하는데 있어서 최대변위 뿐만 아니라 구조물이 경험할 수 있는 많은 비탄성 반복주기로 인한 강성의 감소 또한 고려되어야 할 것으로 사료된다.

#### 4.5 시간이력 지진해석(전단 고려)

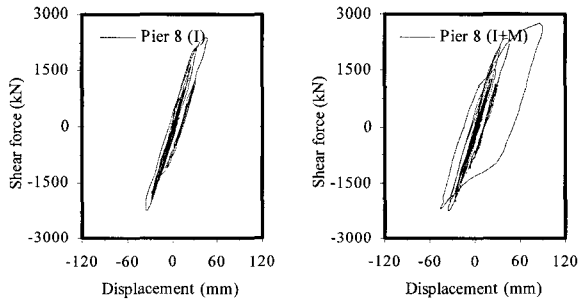
본 연구에서는 또한 3절에서 언급된 축력의 변화를 고려한 전단이력응답모델을 사용하여 연속지진하중이 전단을 고려한 경우의 철근콘크리트 교량 교각의 응답에 미치는 영향을 검토하였다. 이 목적을 위하여 휨-전단-축력간의 상호거동 응답 예측을 가능하게 하는 Fig. 4(b)에 보여져 있는 해석모델에 Table 3에 있는 세 쌍의 입력지진파들을 작용시켜 비탄성 시간이력해석을 수행하였다.



(a) Pier 6



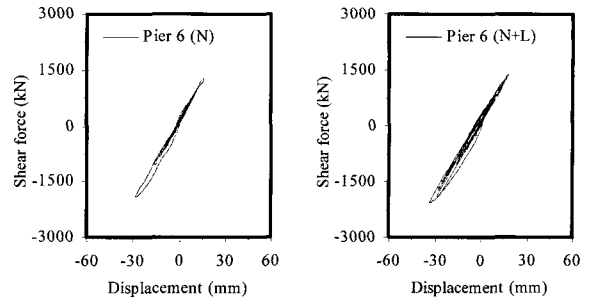
(b) Pier 7



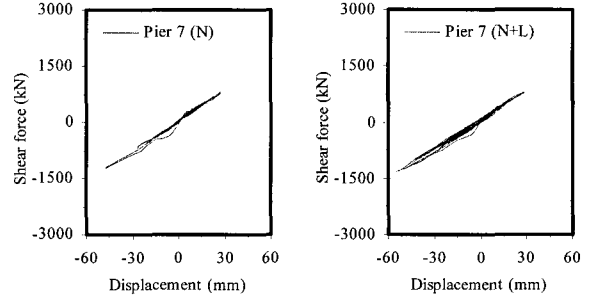
(c) Pier 8

Fig. 10 Transverse hysteretic response under I and I+M

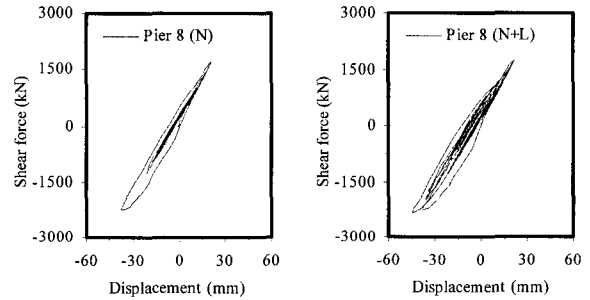
44 절에서 수행된 전단을 고려하지 않은 경우와 본 절에서 수행된 전단을 고려한 경우, 각 교각의 최대변위 응답에 관한 비교가 Table 6에 정리되어 있다. Table 6에서 알 수 있듯이 일반적으로 전단을 고려한 경우의 최대변위는 고려하지 않은 경우보다 대략적으로 5% ~ 20%가 증가함을 확인할 수 있다. 뿐만 아니라 Set 1의 D+K 연속지진하중을 제외한 나머지 지진하중들 하에서 전단을 고려하지 않은 경우 교각 6의 최대변위 응답이 항복변위(32 mm)를 초과하지 않는 반면에 전단을 고려한 경우에는 항복변위를 초과한 것을 알 수 있고 Set 3의 단일지진하중(L) 하에서도 같은 경향을 나타내고 있다. 교각 8의 경우에 있어서 전단을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우 모두 항복변위를 초과하였는데 전단을 고려한 경우의 비탄성 변위의 정도가 큰 것을 알 수 있다. 이는 곧 최대변위 응답에 있어서 전단의 중요성을 강조해주고 있다. 아울러



(a) Pier 6



(b) Pier 7



(c) Pier 8

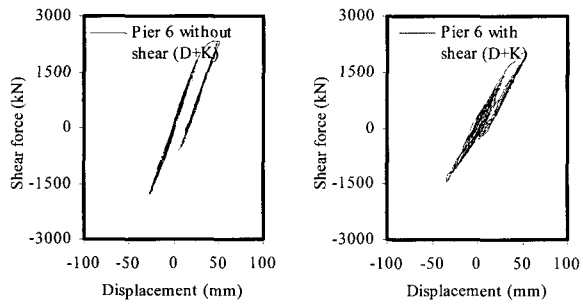
Fig. 11 Transverse hysteretic response under N and N+L

전단을 고려한 경우의 최대변위 응답 증가 비율은 단일지진하중보다 연속지진하중 하에서 훨씬 더 큰 것을 알 수 있다. 이는 연속지진하중 하에서 일어나는 강성의 감소가 전단으로 인하여 가속화될 수 있을 것으로 사료된다. 따라서 전단이 고려된 경우 연속지진하중 하에서 교각의 응답을 좀 더 자세히 분석하기 위하여 전단을 고려하지 않은 경우와 전단을 고려한 경우 각각에 대하여 교각의 하중-변위 이력응답을 비교하였다.

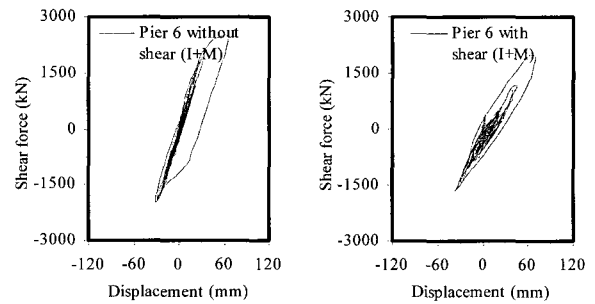
Fig. 12는 D+K 연속지진하중 하에서 전단을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우, 각 교각의 횡방향 하중-변위 이력응답을 보여주고 있다. 전단을 고려한 경우 하중-변위 이력응답은 전단을 고려하지 않은 경우보다 이력응답 곡선이 많이 흔들리는 것을 볼 수 있는데 이는 축력의 영향으로 사료된다. 즉, 시간이력해석 동안에 두 개의 수평방향 지진파와 함께 연직방향 지진파에 의해서 발생하는

Table 6 Maximum transverse displacement response parameters (mm)

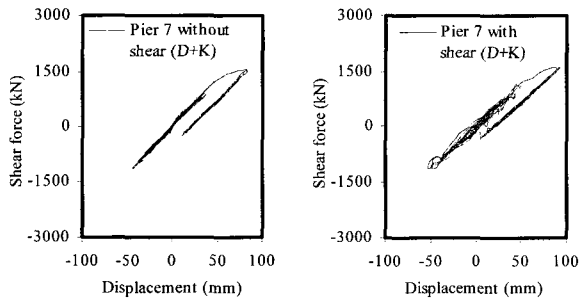
Input motion		Without shear			With shear		
		Pier 6	Pier7	Pier 8	Pier 6	Pier7	Pier 8
Set 1	D	26.48	44.13	34.95	33.54	53.49	42.76
	K	29.33	48.88	38.95	36.44	57.42	44.50
	D+K	50.56	83.80	69.05	56.43	92.75	77.38
	K+D	29.33	48.88	39.01	36.45	57.59	44.57
Set 2	I	34.27	56.57	46.70	37.30	59.98	49.84
	M	63.25	105.69	88.37	69.52	112.22	93.17
	I+M	64.33	107.14	90.04	66.35	109.33	92.99
	M+I	63.25	105.69	88.37	69.52	112.22	93.17
Set 3	L	29.13	47.86	38.38	36.47	57.48	44.93
	N	28.18	46.85	37.52	31.94	51.63	42.08
	L+N	33.00	55.08	44.48	40.34	64.97	51.06
	N+L	33.00	55.27	44.65	37.63	61.20	49.76



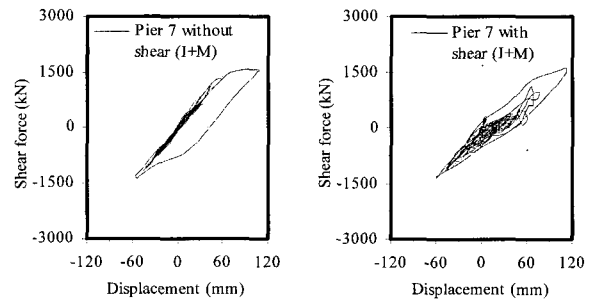
(a) Pier 6



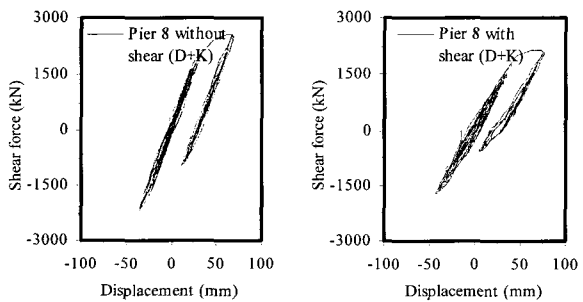
(a) Pier 6



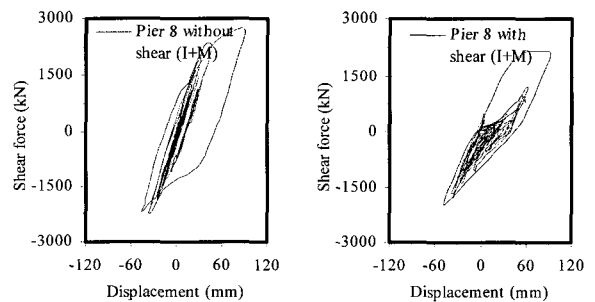
(b) Pier 7



(b) Pier 7



(c) Pier 8



(c) Pier 8

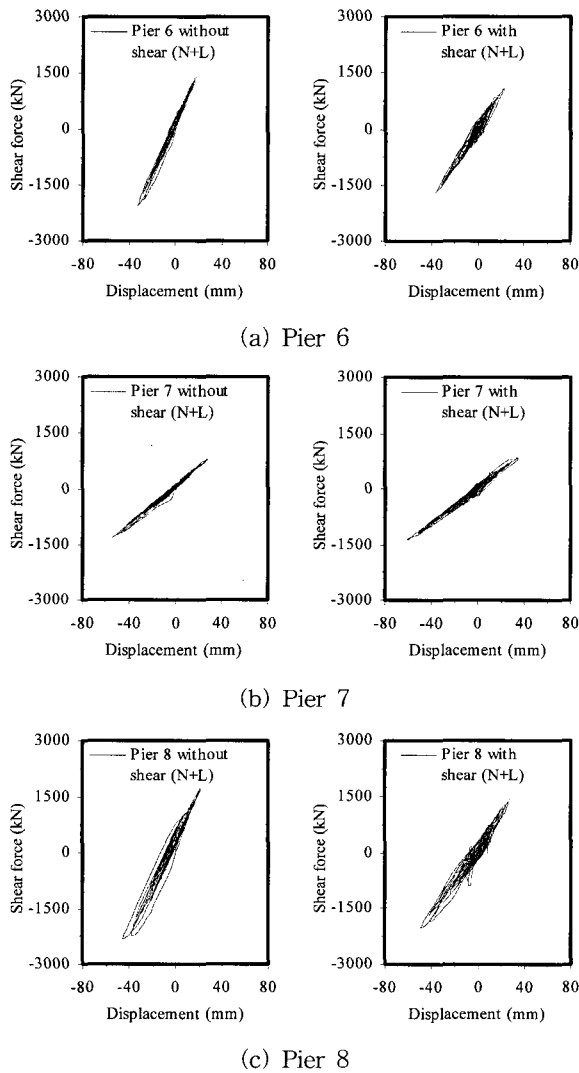
Fig. 12 Transverse hysteretic response with shear under D+K

Fig. 13 Transverse hysteretic response with shear under I+M



**Table 7** Maximum transverse displacement components with shear (mm)

Input motion		Pier 6			Pier7			Pier 8		
		Total	Flexure	Shear	Total	Flexure	Shear	Total	Flexure	Shear
Set 1	D	33.54	20.92	12.62	53.49	41.65	11.84	42.76	25.64	17.12
	K	36.44	20.27	16.17	57.42	40.18	17.24	44.50	28.69	15.81
	D+K	56.43	35.94	20.49	92.75	69.72	23.03	77.38	40.32	37.06
	K+D	36.45	19.97	16.48	57.59	39.38	18.21	44.57	28.55	16.02
Set 2	I	37.30	25.84	11.46	59.98	49.61	10.37	49.84	31.66	18.18
	M	69.52	37.19	32.33	112.22	68.41	43.81	93.17	39.77	53.40
	I+M	66.35	37.19	29.16	109.33	72.93	36.40	92.99	42.65	50.34
	M+I	69.52	37.19	32.33	112.22	68.41	43.81	93.17	39.77	53.40
Set 3	L	36.47	19.69	16.78	57.48	40.86	16.62	44.93	28.39	16.54
	N	31.94	22.37	9.57	51.63	42.91	8.72	42.08	28.00	14.08
	L+N	40.34	21.68	18.66	64.97	44.99	19.98	51.06	31.59	19.47
	N+L	37.63	25.67	11.96	61.20	50.56	10.64	49.76	32.35	17.41



**Fig. 14** Transverse hysteretic response with shear under N+L

축력의 변화, 그에 따른 횡하중 지지능력의 변화에 기인한 것으로 사료된다. 또한 전단을 고려한 경우의 이력응답은 고려하지 않은 경우보다 더 큰 변위응답과 함께 횡하중 지지능력의 감소 및 그에 따른 전반적인 강성의 감소를 확인할 수 있다.

Fig. 13은 I+M 연속지진하중 하에서 전단을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우, 각 교각의 횡방향 하중-변위 이력응답을 보여주고 있다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 전단을 고려하지 않은 경우 하중-변위 이력응답은 안정적이면서 비교적 큰 에너지 소산능력을 보여주고 있는 반면에 전단을 고려한 경우의 이력응답은 증가된 변위, 횡하중 지지능력의 감소, 제하중시의 강성의 급격한 감소 (pinching) 및 그에 따른 에너지 소산능력의 심각한 저하를 보여주고 있다. 이는 본 연구에서 제안된 전단이력응답 모델의 중요성을 강조해 주고 있다. 즉, 전단을 고려하지 않은 경우 연속지진하중 하에서 최대변위 및 강도 그리고 에너지 소산능력의 산정에 있어서 큰 오류를 범하게 되어 구조물의 안정성에 심각한 문제를 발생시킬 수 있을 것으로 사료된다.

Fig. 14는 N+L 연속지진하중 하에서 전단을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우, 각 교각의 횡방향 하중-변위 이력응답을 보여주고 있다. Figs. 12와 13에서 보여준 이력응답과 같은 경향을 나타내고 있지만 그 정도는 앞의 두 경우와 비교해 볼 때 심각하지는 않았다. 이는 4.4절에서도 언급되었던 것처럼 교각의 응답이 작용된 입력지진파의 혼합특성에 많은 영향을 받는다는 것을 알 수 있다.

본 절에서 수행된 휨-전단-축력 간의 상호거동을 고려한 해석모델로부터 각각의 변위성분이 최대변위 응답에 미치는 영향을 검토하기 위하여 횡방향 최대변위 응답을 각각의 변위성분들로 나누어 Table 7에 정리하였다.

**Table 8** Maximum transverse shear force response parameters (kN)

Pier	Model	D+K	K+D	I+M	M+I	L+N	N+L
Pier 6	Without shear	2356	2008	2453	2467	2073	2062
	With shear	2088	1485	2110	1972	1526	1723
Pier 7	Without shear	1557	1256	1590	1586	1349	1346
	With shear	1617	1279	1626	1624	1432	1378
Pier 8	Without shear	2552	2289	2693	2681	2340	2332
	With shear	2138	1967	2158	2147	2103	2017

Table 7에서 볼 수 있듯이 전체변위에 대한 전단변위의 영향은 무시할 수 없을 정도로 큰 값을 나타내었다. 특히 교각 6과 8의 전단변위는 전체변위에 대해 각각 45% 와 57%에 가까운 정도로 큰 값을 보여주었고 교각 7의 경우는 약간 낮은 39% 정도를 일반적으로 나타내었다. 특히 주목할만한 점은 각 변위의 응답이 작용된 입력지진파 및 혼합된 연속지진파에 크게 영향을 받는다는 것을 Table 7로부터 다시 한번 확인할 수 있었다. 따라서 연속지진하중 뿐만 아니라 단일지진하중에 대한 구조물의 내진설계 시 입력지진파의 선택에 있어서 신중한 고려가 이루어져야 할 것으로 사료된다.

Table 8은 연속지진하중 하에서 전단을 고려한 경우와 고려하지 않은 각각의 경우에 대한 횡방향 최대전단력을 정리하였다. Table 7로부터 알 수 있듯이 연속지진하중 하에서 전단을 고려한 경우 전반적으로 횡방향 하중지지 능력이 감소하는 것을 알 수 있다. 따라서 연속지진하중 하에서 전단이 고려될 경우, 최대변위 및 비탄성 전단변위의 증가와 횡방향 하중지지능력의 감소로 인하여 손상의 정도가 심할 것으로 사료된다.

## 5. 결 론

본 논문에서는 단일 및 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각의 비탄성 내진응답 거동에 관한 해석적인 연구가 수행되었다. 해석결과, 일반적으로 단일지진하중 하에서 보다 연속지진하중 하에서 교각들은 증가된 변위 연성도를 나타내었고 하중-변위 이력응답에서 볼 수 있듯이 많은 탄성 및 비탄성 반복주기에 의한 강성의 감소로 인하여 손상이 클 것으로 사료된다. 특히 주목할만한 점은 철근콘크리트 교량 교각에 요구되는 최대 변위 연성도는 작용된 입력지진파 및 혼합특성에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있었다. 따라서 내진설계 및 해석시 사용되는 입력지진파의 선택에 있어서 신중한 고려가 이루어져야 할 것으로 사료된다. 또한 본 연구에서는 연속지진하중 하에서 전단의 영향을 검토하였는데 전체 변위에 대한 전단변위는 무시할 수 없을 정도로 큰 값을 나타내

었다(본 연구에서는 최대 약 57%). 뿐만 아니라, 연속지진하중 하에서 전단을 고려한 응답은 변위 연성도의 증가, 횡방향 하중지지능력의 감소, 그에 따른 교각 강성 및 에너지 소산 능력의 급격한 감소를 나타내어 전단을 무시할 경우 구조물의 안정성 산정에 큰 오류를 범할 수 있을 것으로 사료된다. 따라서 입력지진파의 신중한 선택과 함께 철근콘크리트 구조물 특히 교량 교각의 내진설계 및 해석 시 연속지진하중의 효과가 고려되어야 할 것으로 사료된다.

## 참고문헌

- Jennings, P.C., "Engineering Features of the San Fernando Earthquake February 9, 1971," EERL 71-02, California Institute of Technology, USA, 1971, pp.512.
- Broderick, B.M., Elnashai, A.S., Ambraseys, N.N., Barr, J.M., Goodfellow, R.G., and Higazy, E.M., "The Northridge(California) Earthquake of 17 January 1994: Observations, Strong Motion and Correlative Response Analyese," ESEE Research Report, No.94/4, Imperial College, London, 1994, pp. 1~87.
- Elnashai, A.S., Bommer, J.J., Baron, C.I., Lee, D.H., and Salama, A.I., "Selected Engineering Seismology and Structural Engineering Studies of the Hyogo-Ken Nambu(Great Hanshin) Earthquake of 17 January 1995," ESEE Research Report, No.95/2, Imperial College, London, 1995, pp.153.
- Elnashai, A.S., "Analysis of the Damage Potential of the Kocaeli (Turkey) Earthquake of 17 August 1999," *Engineering Structures*, Vol.22, No.7, 2000, pp.746~754.
- Sucuoğlu, H., "Engineering Characteristics of the Near-Field Strong Motions from the 1999 Kocaeli and Düzce Earthquakes in Turkey," *Journal of Seismology*, Vol.6, No.3, 2002, pp.347~355.
- Aschheim, M. and Black, E., "Effects of Prior Earthquake Damage on Response of Simple Stiffness-Degrading Structures," *Earthquake Spectra*, Vol.15, No.1, 1999, pp.1~23.
- Elnashai, A.S., Papanikolaou, V., and Lee, D.H., "ZeusNL-A Program for Inelastic Dynamic Analysis of Structures," Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, 2001, pp. 135.
- Newmark, N.M., "A Method for Computation for Structural Dynamics," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.85, No.3, 1959, pp.67~94.
- Hilber, H.M., Hughes, T.J.R., and Taylor, R.L., "Improved Numerical Dissipation for Time-Integration Algorithms in Structural Dynamics,"

*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.5, 1977, pp.283~292.

10. Saatcioglu, M. and Ozcebe, G., "Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading," *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.1, 1989, pp.3~12.
11. Vecchio, F.J. and Collins, M.P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2, 1986, pp.219~231.
12. Ozcebe, G., and Saatcioglu, M., "Hysteretic Shear Model for Reinforced Concrete Members," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.115, No.1, 1989, pp.132~148.
13. Lee, D.H., and Elnashai, A.S., "Seismic Analysis of RC Bridge Columns with Flexure-Shear Interaction," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.127, No.5, 2001, pp.546~553.
14. Maruyama, K., Ramirez, H., and Jirsa, J.O., "Short RC Columns under Bilateral Load Histories," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.110, No.1, 1984, pp.120~137.
15. ACI 318-71, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA, 1971, pp. 109~115.
16. Broderick, B.M., and Elnashai, A.S., "Analysis of the Failure of Interstate 10 Freeway Ramp during the Northridge Earthquake of 17 January 1994," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, 1995, pp.189~208.
17. Lee, D.H., and Elnashai, A.S., "Inelastic Seismic Analysis of RC Bridge Piers Including Flexure-Shear-Axial Interaction," *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol.13, No.3, 2002, pp.241~260.

---

## 요 약

본 논문에서는 단일 및 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각의 누적손상의 영향을 조사하였다. 이 목적을 위하여 세 쌍의 입력지진파들이 선택되었고 이중 한 쌍은 3개월 간격으로 같은 지역에서 기록된 연속지진에 의한 입력지진파들을 나타낸다. 해석결과 교각들은 연속지진하중에 의하여 많은 수의 비탄성 반복주기를 경험하고 변위 연성요구도가 증가되었다. 따라서 교각들은 강성의 감소로 인한 손상이 클 것으로 사료된다. 뿐만 아니라 교각의 변위 연성요구도의 비교분석 결과, 교각의 비탄성 지진응답은 작용된 입력지진파들의 특성에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있었다. 본 연구에서는 또한 연속지진하중이 전단을 고려한 응답에 미치는 영향을 조사하였다. 전단을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의 비교해석 결과, 연속지진하중 하에서 전단을 고려한 경우 교각의 강성저하와 그에 따른 에너지 소산능력 감소의 정도가 심각한 것을 알 수 있었다. 따라서 철근콘크리트 교량 교각의 안전성 검토에 연속지진하중의 효과가 고려되어야 할 것으로 사료된다.

**핵심어 :** 연속지진하중, 철근콘크리트 교량 교각, 전단응답, 변위 연성요구도

---