

철근콘크리트 교각의 겹침이음, 하중재하 횟수, 축하중비 및  
구속철근비에 따른 손상도 평가  
Evaluation of Damage Index for Reinforced Concrete Column  
according to Lap-splice, Number of Cycle, Axial Load and  
Confinement steel Ratio

이대형\*                      정영수\*\*                      박창규\*\*\*  
Lee, Dae Hyoung      Chung, Young Soo      Park, Chang Kyu

ABSTRACT

The objective of this study is to evaluate the damage of the reinforced concrete bridge piers. For the purpose of this research, twelve reinforced concrete specimens were fabricated and experimented with quasi-static test method. The selected test parameters are lap splice, axial load ratio, confinement steel ratio and number of loading cycle. The method of evaluate of damage index is the model proposed by Park and Ang.

In accordance with this research, the most effective test parameter is lap splice of longitudinal steel. Therefore, the retrofit scheme of reinforced concrete bridge piers with lap splice of longitudinal steel, which was constructed before 1992, must be settled without delay. Otherwise, the effect of axial force is trivial. The more confinement steel is less damage index and more loading cycle lead to raise damage. The damage statement proposed Park and Ang is the same with experimental results.

1. 서론

최근 들어 일본, 대만, 터키 등 세계적으로 많은 지진이 발생하여 인명 및 재산피해가 심각해지고 있어, 각국에서 내진에 대한 경각심이 고조되고 있다. 더욱이 우리의 인접국가인 일본의 경우 대표적인 강진지역이어서 과거부터 내진설계를 도입하였음에도 불구하고 1995년 효고현 남부 지진 이후 JSCE 표준시방서를 개편하게 되었다. 우리나라의 경우에는 과거 지진에 대하여 안전지대라 여겨 내진에 소홀이 하였으나, 1978년 홍성지진(진도 5.0), 1980년 의주지진(진도 5.3)등으로 지진에 대하여 위험을 인식하게 되어 1992년 도로교 표준시방서에 내진 설계편이 도입되었다. 늦게나마 내진이 도입된 것은 다행이지만 문제는 도입 이전에 시공된 많은 구조물들이 내진설계가 적용되지 않은 상태로 여전히 사용중에 있다는 것이다. 특히, 2003년 3월 23일 전남 홍도 부근 해

\* 경북도립대학 토목환경과 조교수  
\*\* 중앙대학교 토목공학과 교수  
\*\*\* 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사수료

상에서 규모 4.9의 지진이 발생하는데 이어 2003년 3월 29일 백령도 서남서쪽 80킬로미터 해역에서 리히터 규모 5.0의 지진이 발생하였다. 다행히 내륙이 아닌 해상에서 발생하여 그 피해가 없었지만 앞으로도 내륙지방에서 지진이 발생하지 않으리라는 보장은 없다. 따라서 현재 공용중에 있는 비내진 설계된 교각들을 보강함에 있어 그 정량적 기준이 미흡한 실정이므로 철근콘크리트 교각에 손상을 미치는 요인과 영향을 실험적으로 분석하였다. 본 연구에서는 교각의 내진성능에 가장 큰 영향을 미치는 주철근 겹침이음, 횡구속 철근비, 축하중비 및 반복재하횟수에 따른 손상도를 평가하였다.

## 2. 실험계획 및 방법

지진하중과 같이 반복하중을 받는 철근 콘크리트교각의 내진 성능 평가시 가장 중요한 요소는 연성이며, 이 연성에 영향을 주는 요인은 주철근비 및 주철근 겹침이음, 횡방향구속철근비, 축하중비 그리고 반복재하횟수 등이 있다. 이전 연구들과 문헌에 의하면 주철근에 겹침이음이 있거나 횡구속 철근비가 적을 경우 연성이 저하되는 것으로 보고되어왔다. 즉, 교각의 연성이 저하된다는 것은 그 만큼 적은 변형에도 손상도가 높다는 것을 의미한다. 하지만, 국내에서 1992년 이전에 비내진 설계된 철근 콘크리트 교각들이 시공상의 이유 등으로 대부분 소성힌지구간내에 주철근을 겹침이음하여 시공되었으며 또한 횡구속철근비도 현행 내진규정에 비하여 매우 적게 배근되어 있으며 현 상태로 특별한 보강없이 공용 중에 있는 것이 현실이다. 이 교각들은 작은 규모이나 현재 많은 지진하중을 경험을 하였으며, 현재 이러한 교각들의 손상정도와 이에 따른 내진보강의 기준은 전혀 이루어져 있지 않은 실정이다. 따라서 본 연구에서는 연성에 미치는 주요 변수를 중심으로 하여 하중단계별 변수에 따른 손상도를 평가하여 앞으로의 보수보강의 기준을 선정하는데 그 기초자료로 활용하고자 한다.

교각에는 여러 형상비의 교각이 존재하나 본 논문에서는 휨교각을 대상으로 하여 모든 실험체의 형상비가 4.0인 실험체를 선정하였으며, 그 주철근비 또한 1.01%~1.16%로 유사하게 선정하였다. 그리고 실험체에 사용된 콘크리트는 설계기준강도( $f_{ck}$ )는  $240 \text{ kgf/cm}^2$ 로 하였으며, 철근은 상용철근인 SD30을 사용하였다. 그러나 CS2P2L1,2 실험체의 경우 띠철근에 사용한 철근은 기성제품이 없어 와이어(#6)을 사용하였다. 다음 표1은 주요 실험변수를 나타내고 있다.

본 연구를 위하여 12기의 실험체를 제작하여 준정적 실험을 통하여 손상도를 평가하였다. 주철근 겹침이음에 따른 손상도를 평가하기 위하여 소성힌지 구간에 주철근 겹침이음량을 50%, 100% 가진 실험체를 각각 1기씩 제작하였다. 횡구속철근비는 1992년 이전 내진설계가 도입되기 이전의 규정에 따라 설계된 비내진 실험체와 현행 도로교 설계기준(2000)의 내진 규정에 따라 설계된 내진실험체를 제작하였다. 또한 한반도가 중·저진지역임을 고려하여 횡구속 철근비가 내진실험체의 0.32배, 비내진 실험체의 1.7배에 해당되는 한정연성 실험체를 제작하였다. 그리고 축하중에 의한 손상도를 평가하기 위하여 축하중비 0.1, 0.15, 0.2의 축하중을 재하한 실험을 수행하였으며, 반복재하 횟수는 2회를 기본으로 하고 피로에 따른 손상도를 평가하기 위해 반복재하 횟수를 1회, 3회, 10회로 준정적 실험을 실시하였다.

표 1 주요 실험 변수

실험체명	직경 및 높이 (형상비)	주철근비	주철근 접침이음	횡구속철근비	축하중	반복하중 재하횟수				
N-SP00-P1-R0	D=60cm H=240cm (4.0)	D10-45EA ( $\rho=1.13\%$ )	0%	0.185%	0.1 $f_{ck}A_g$	2 회				
N-SP05-P1-R0							50%			
N-SP10-P1-R0							100%			
N-SP00-P2-R0					D=120cm H=480cm (4.0)		D19-40EA ( $\rho=1.01\%$ )	0%	0.3%	0.15 $f_{ck}A_g$
N-SP00-P3-R0										0.2 $f_{ck}A_g$
L-SP00-P1-R0										0.594%
S-SP00-P1-R0										1.229%
MS-HT4-N-L1	D=50cm H=200cm (4.0)	D10-32EA ( $\rho=1.16\%$ )	0%	0.764%	0.1 $f_{ck}A_g$	1 회				
MS-HT4-N-L2					0.15 $f_{ck}A_g$	2 회				
MS-HT4-N-L3						3 회				
CS2P2L1	D=50cm H=200cm (4.0)	D10-32EA ( $\rho=1.16\%$ )	0%	0.764%	0.15 $f_{ck}A_g$	3 회				
CS2P2L2						10 회				

### 3. 실험결과

그림 1은 각 실험체의 하중-변위 이력곡선이다. 본 실험결과는 각 실험체의 변수가 다양함으로 하중 및 변위가 상이하다. 따라서 모든 실험체에서 동일한 변수인 형상비를 기준으로 하여, 변위는 기둥높이에 따른 가력 변위의 비인 Drift Ratio(Displacement / Height, %)로 나타내어 그 결과를 비교하였다.

그림 1의 (a)~(c)의 경우는 주철근 접침이음에 따른 결과로서 접침이음비가 높을수록 최대항하중과 연성능력이 현저히 떨어짐을 알 수 있다. 100%접침이음된 시험체의 경우에는 연성도가 2에도 미치지 않으나 접침이음이 없을 경우 비내진시험체도 6이상의 연성능력을 가지는 것으로 조사되었다. 그리고 (a), (d), (g)의 경우는 축하중비에 따른 결과로서 축하중비가 증가할수록 최대항하중의 크기는 증가하나 연성능력에서는 축하중비가 0.1인 경우 9.37로 상당히 큰 연성능력을 보이고 있으나 축하중비가 0.15와 0.2로 증가할 경우 연성능력이 약 50% 저하되는 것으로 나타났다. 그러나 축하중비가 0.15 및 0.2인 두 실험체들은 5.02 및 4.72로 유사한 결과를 나타냈다. 그리고 (a), (e), (f)는 횡구속 철근비에 따른 실험결과로서 횡구속 철근비가 증가할수록 연성능력의 증가가 뚜렷하나 최대 항하중은 거의 유사함을 알 수 있다. 그리고 반복하중 재하횟수에 따른 결과는 두 가지의 경우를 분석하였다. (j)~(l)은 반복횟수가 각각 1회, 2회, 3회이고, (h), (i)는 반복횟수가 각각 3회, 10회이다. 비교 결과 재하횟수가 증가함에 따라 연성능력이 저하됨을 알 수 있다. 그러나 반복횟수가 증가함에 따라 연성능력의 감소는 점차적으로 줄어드는 것으로 나타났다. 이상의 실험결과를 표 2에 정리하였으며, 이를 토대로 하여 변수별 손상지수를 분석하였다.

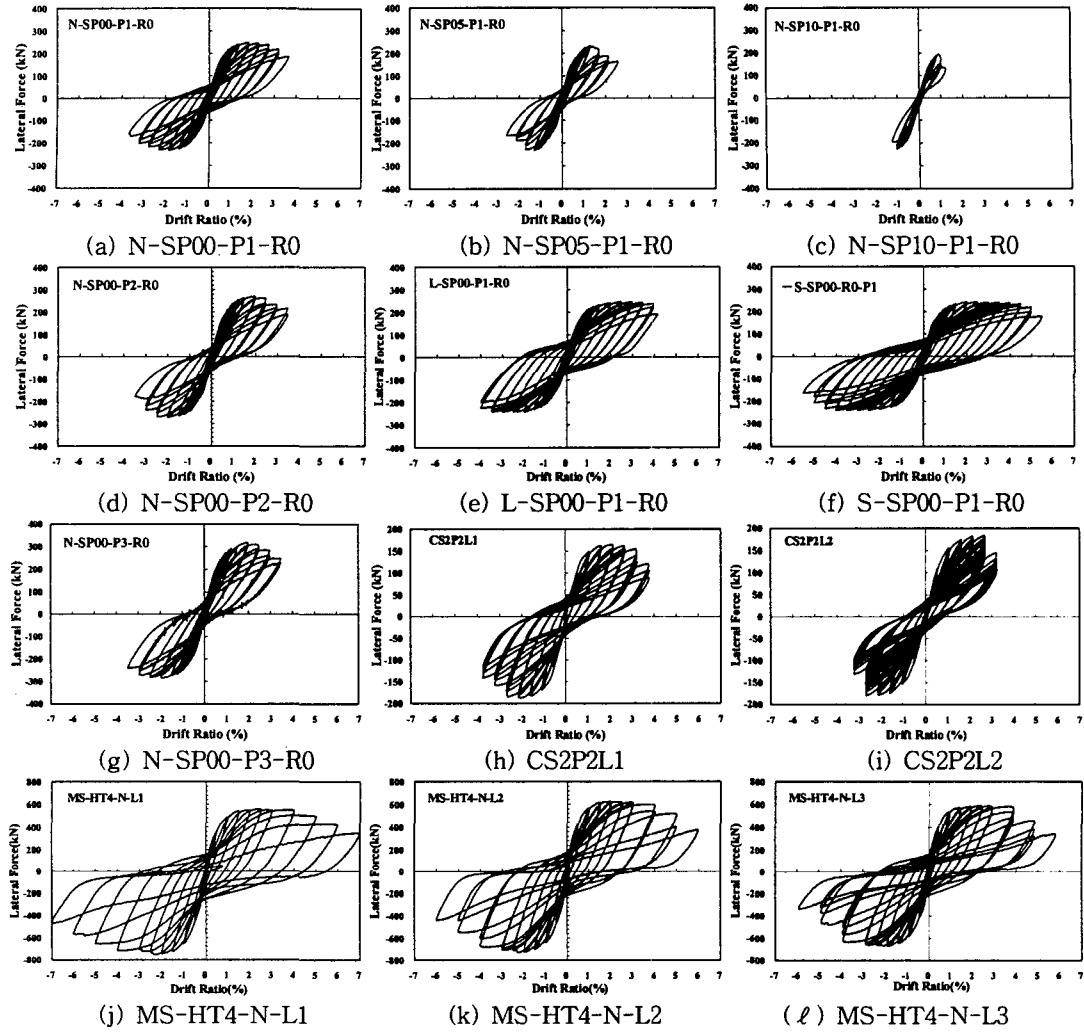


그림 1 하중-변위 이력곡선 (계속)

표 2 실험결과

시험체명	공칭모멘트 (kN · m)	항복하중 (kN)	항복변위 (Drift Ratio)	극한하중 (kN)	극한변위 (Drift Ratio)	변위 연성도	$V_{max}$ (kN)	$A_{0.8V_{max}}$ (Drift Ratio)
N-SP00-P1-R0	456.22	169.49	0.520	210.24	3.325	6.39	247.34	3.503
N-SP05-P1-R0		162.61	0.506	197.49	1.955	3.86	232.34	2.113
N-SP10-P1-R0		167.83	0.608	165.99	1.077	1.77	195.28	1.122
L-SP00-P1-R0		168.88	0.577	209.64	4.079	7.07	247.34	4.131
S-SP00-P1-R0		166.80	0.550	206.82	5.155	9.37	243.66	5.306
N-SP00-P2-R0	542.81	192.80	0.612	229.54	3.074	5.02	270.66	3.448
N-SP00-P3-R0	627.18	230.05	0.670	270.73	3.162	4.72	318.50	3.396
MS-HT4-N-L1	2,609.20	465.04	0.879	486.51	5.201	5.92	565.00	5.599
MS-HT4-N-L2		443.80	0.523	540.99	4.746	9.07	631.53	5.145
MS-HT4-N-L3		444.87	0.552	498.59	4.409	7.99	599.92	4.637
CS2P2L1	315.64	135.28	0.792	139.23	3.446	4.35	163.80	3.576
CS2P2L2		135.36	0.774	156.19	3.068	3.96	183.75	3.199

#### 4. 손상도 분석

RC 구조물의 손상정도를 정량적으로 평가하기 위한 모델은 여러 연구자에 의해 제시되었으나, 본 연구에서는 그 중 가장 잘 알려져 있고 널리 사용되는 Park과 Ang 모델을 사용하여 실험결과를 토대로 분석하였다. Park과 Ang이 제시한 손상지수 모델은 식(1)과 같다.

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

여기서,  $\delta_M$  : maximum deformation under earthquake,  $\delta_u$  : ultimate deformation under monotonic loading,  $Q_y$  : yield strength,  $dE$  : incremental absorbed hysteretic energy,  $\beta$  : coefficient for cyclic loading effect 이다. 또한 실험값에서  $\delta_M$ 은 각 하중단계에서의 최대변위,  $\delta_u$ 는 단조하중실험결과가 없는 관계로 하중-변위 포락곡선상에서 최대하중에서 20% 감소된  $0.8V_{max}$ 가 되는 하중시의 변위로 하였으며,  $Q_y$ 는 하중-변위 포락곡선에서 공칭모멘트( $M_n$ )에 해당하는 횡력( $V_i$ )을 지나는 수평선과 원점에서 공칭모멘트 강도의 75%에 해당하는 횡력( $0.75V_i$ )을 지나는 직선과 만나는 변위(항복변위)에 해당하는 하중으로 결정하였다. 그리고 Damage Index = 1.0은 극한변위일 때의 하중(최대하중에서 횡방향 하중이 15% 감소된  $0.85V_{max}$ 에 해당하는 하중)으로 정의하였다.

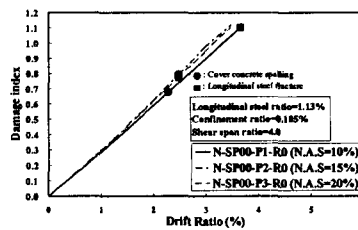
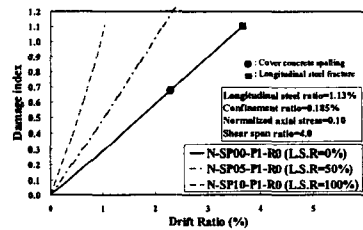
표 3 및 그림 2는 변수별 손상지수와 실험 중 주요현상을 비교한 결과이다. 위의 그림 1의 결과와 비교하여 보면 철근 콘크리트 교각의 연성에 가장 크게 영향을 주는 요소는 주철근 겹침이음으로서, 그림 2의 (a)에서 보이는 바와 같이 주철근 겹침이음이 있는 실험체의 경우에는 주철근 파단이 일어나지 않아도 그 손상지수가 매우 높은 것을 알 수 있다. 그림 1의 (b) 및 (c)와 그림 2의 (a)를 같이 비교하여 볼 때, 주철근 겹침이음이 50%인 것은 약 1.4%에서 슬립이 발생하기 시작하며 이 때의 손상지수는 0.7, 주철근 겹침이음이 100%인 것은 약 0.9%에서 슬립이 발생하기 시작하며 이 때의 손상지수는 0.9로 나타났으며, 겹침이음이 50%인 경우에는 Drift Ratio 2%에서 겹침이음이 100%인 경우에는 1%에서 손상지수가 1.0이 넘는 것으로 나타났다. 그림 2의 (b)는 축하중비에 따른 손상지수로서 축하중비에 따른 손상도 차이는 거의 없는 것으로 나타났다. 그림 2의 (c)는 심부구속철근비에 따른 결과로서 심부구속철근비가 증가할수록 손상지수는 감소하는 것으로 나타났다. 그림 (d) 및 (e)는 반복하중 재하횟수에 따른 손상지수로서 1회~10까지를 비교 분석하고자 하여 그림 2의 (e)의 결과를 그림 (d)의 결과와 함께 분석하였다. 분석 결과 재하횟수가 증가할수록 손상지수는 증가하지만 그 증가폭은 점점 줄어드는 것을 알 수 있다.

또한 그림 2 및 표 3에 본 실험 수행 중 관측된 결과를 보면 초기균열은 손상지수 약 0.05에서 발생하였고, 피복 콘크리트 박리는 시험체별로 다소 상이하지만 손상지수 0.4~0.8에서 발생하였으며 주철근 파단은 약 1.0 이상에서 발생하였다. 다음 표 4는 Park and Ang이 제시한 손상지수에 따른 구조물의 손상상태를 나타낸 것으로 실험시 관측된 결과와 매우 잘 일치하는 것으로 나타났다. 또한 손상후 보수하여 다시 사용할 수 있는 한계 손상지수인 0.5를 기준으로 하여 겹침이음이 있는 실험체의 해당 변위는 50% 겹침이음 실험체는 약 Drift Ratio 1%, 100% 겹침이음 실험체는 약 0.5%로 나타났다. 이는 주철근 슬립이 발생하는 시점과 유사함을 알 수 있다.

표 3 하중단계별 손상지수 및 주요현상

변수	시험체명	Drift Level								Normalized Damage Index
		0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0		
겹침이음	0% N-SP00-P1-R0	0.130	0.288	0.588	0.901	-	-	-	1.000	
	50% N-SP05-P1-R0	0.202	0.488	1.026	-	-	-	-	1.664	
	100% N-SP10-P1-R0	0.378	1.061	-	-	-	-	-	3.296	
구속철근비	0.185% N-SP00-P1-R0	0.130	0.288	0.588	0.901	-	-	-	1.000	
	0.594% L-SP00-P1-R0	0.118	0.242	0.487	0.733	0.972	-	-	0.848	
	1.229% S-SP00-P1-R0	0.094	0.189	0.380	0.574	0.771	0.970	-	0.666	
축하중비	10% N-SP00-P1-R0	0.130	0.288	0.588	0.901	-	-	-	1.000	
	15% N-SP00-P2-R0	0.144	0.297	0.625	0.979	-	-	-	1.073	
	20% N-SP00-P3-R0	0.145	0.299	0.616	0.953	-	-	-	1.065	
재하횟수	1회 MS-HT4-N-L1	0.090	0.181	0.368	0.566	0.762	0.963	1.315	1.000	
	2회 MS-HT4-N-L2	0.098	0.197	0.407	0.634	0.855	1.072	-	1.107	
	3회 MS-HT4-N-L3	0.109	0.218	0.443	0.681	0.913	1.139	-	1.201	
	3회 CS2P2L1	0.148	0.281	0.571	0.870	-	-	-	1.000	
	10회 CS2P2L2	0.169	0.315	0.645	0.985	-	-	-	1.130 (1.357)	

▲ : 초기 균열, ● : 피복콘크리트 박리, ■ : 주철근파단



(a) 겹침이음

(b) 축하중비

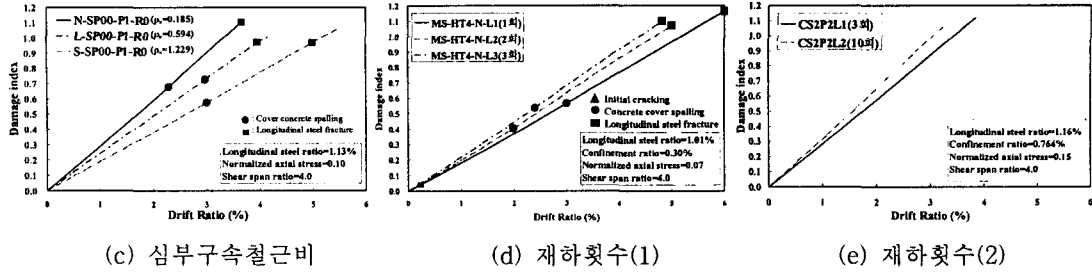
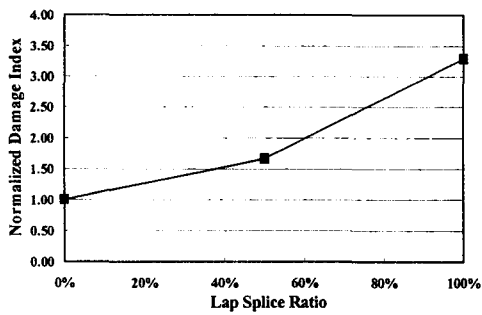


그림 2 변수에 따른 손상도

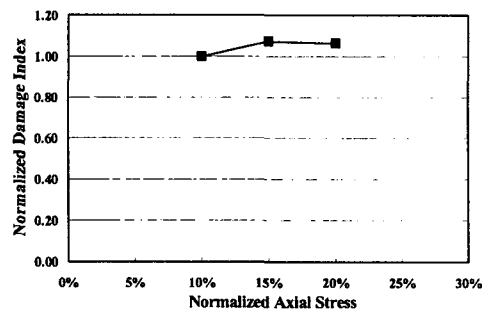
표 4 Damage state based on Park and Ang's damage index by EERI

Damage State	Damage Index	Visual Damage	Damage Result
None	0.0~0.1	None or small number of light cracks	No loss of utility or need not structural repair
Minor	0.1~0.2	Widespread light crack a few crack > 1mm wide	Minimum loss of utility, need of a little repair for recovery of design strength
Moderate	0.2~0.5	Significant cracking	No use for main repair in a term
Severe	0.5~1.0	Very large crack limited spalling of cover concrete	Irreparable damage state, dismantlement
Collapse	> 1.0	Very severe crack, spalling concrete buckling or fracture of rebar	Complete or partial collapse of structure

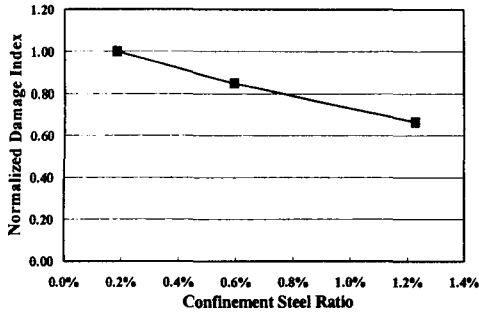
이상의 결과를 가지고 각 변수별 손상지수의 변화를 정량적으로 분석하여 표 3 및 그림 3에 나타내었다. 각 분석 항목별 기준 실험체로는 재하횟수는 MS-HT4-N-L1 그리고 나머지 항목은 N-SP00-P1-R0 실험체로 하여 비교하였다. 분석결과 겹침이음이 50%, 100%인 경우에는 겹침이음이 없는 경우에 비하여 각각 1.664, 3.296배 손상지수가 높은 것으로 나타났으며, 축하중비의 경우 15%, 20%의 손상지수는 축하중비 10%에 비하여 약 1.07배 손상지수가 높은 것으로 나타나 축하중비에 따른 손상지수의 차이는 미미한 것으로 판단된다. 심부구속철근비에 따른 손상지수변화는 철근비가 0.1% 증가할수록 손상지수는 0.032배 감소하는 것으로 나타났다. 그리고 재하횟수에



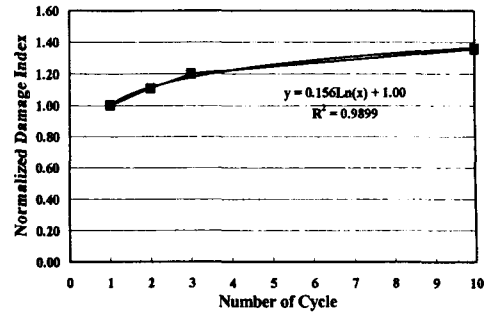
(a) 겹침이음



(b) 축하중비



(c) 심부구속철근비



(d) 재하횟수

그림 3 변수별 손상지수 변화

따른 손상지수는 회귀분석 결과 반복횟수를 1회 증가함에  $0.156 \ln(x)$  만큼씩 증가하는 것으로 나타났다.

이상의 결과를 분석해 보면 지진과 같은 반복하중을 받는 철근 콘크리트 교각에서 손상도에 가장 크게 영향을 주는 요인은 주철근 겹침이음이며 다음이 심부구속철근비인 것으로 판단된다. 이상의 결과로 판단하여 볼 때, 과거 비내진 설계/시공되어 공용중인 교각들은 상당수가 소성힌지 구간내에 주철근 겹침이음이 존재한 상태이므로, 앞으로 지진 발생시 교각이 Drift Ratio 0.5~1.0%의 작은 변형이 발생할 경우에도 상당한 손상이 발생하리라 판단된다.

## 5. 결론

철근 콘크리트 교각의 각 변수별 손상지수의 변화를 다음과 같이 정량적으로 분석하였다.

- (1) 실험 수행 중 발생한 초기균열은 손상지수 약 0.05, 피복 콘크리트 박리는 0.4~0.8, 주철근 파단은 약 1.0 이상에서 발생하였다.
- (2) 겹침이음이 50%, 100%인 경우에는 겹침이음이 없는 경우에 비하여 각각 1.664, 3.296배 손상지수가 높은 것으로 나타났다.
- (3) 축하중비에 따른 손상지수의 차이는 미미한 것으로 나타났다.
- (4) 심부구속철근비가 0.1% 증가할수록 손상지수는 0.032배 감소하는 것으로 나타났다.
- (5) 반복하중 재하횟수를 1회 증가함에  $0.156 \ln(x)$  만큼씩 증가하는 것으로 나타났다.
- (6) 비내진 설계/시공되어 공용중인 교각들은 상당수가 소성힌지 구간내에 주철근 겹침이음이 존재한 상태이므로, 차후 지진 발생시 이 교각들은 Drift Ratio 0.5~1.0%의 작은 변형에도 상당한 손상이 발생하리라 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터 및 한국도로공사의 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. Young-Ji Park, Alfredo H-S. Ang (1985) Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, *Journal of structural engineering* Vol.111, No.4, APR, pp740-757
2. Sashi K. Kunnath (1997) Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers,



*Technical report NCEER-97-0006*

3. 정영수, 이재훈, 김재관 등 (2001), 고속도로 기존교량의 유형별 내진 성능평가를 위한 실험적 연구, 한국도로공사
4. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진 (2002) 주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능평가, 대한토목학회논문집, 22권, 5-A호, pp.1193~1202
5. 이대형 (1999) 원형 콘크리트 교각의 내진성능 평가에 관한 이론 및 실험적 연구, 박사학위논문, 중앙대학교