

서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가에 관한 실험적 연구 Experimental Study on Seismic Performance Evaluation of Piers in Seohae Grand Bridge

손혁수* 배성용* 박찬민** 이재훈***
Son, Hyeok-Soo Bae, Sung-Yong Park, Chan-Min Lee, Jae-Hoon

ABSTRACT

The purpose of this study is to evaluate seismic performance of reinforced concrete pier columns in Seohae Grand Bridge. Since the bridge was designed before preparing the seismic design specification the bridge columns of hollow hexagonal section were designed and constructed with insufficient seismic reinforcement details such as longitudinal and transverse reinforcement lap-splices. In order to take the necessary measures to improve its seismic performance, experimental study was performed by small-scale test for the bridge columns. From the quasi-static test for small-scale column specimens, the lap-splices were not critical for overall behavior of the column if sufficient lap-splice-length was provided. The test results of failure mode, effective stiffness, ductility, and equivalent viscous damping ratio are presented.

1. 서론

서해대교는 1993년 초에 설계가 준공된 교량으로써 전체 7.31km의 연장을 가지며 사장교와 FCM교 및 PSM교량으로 구성된다. 이 중 FCM교와 사장교는 각각 1996년도와 1997년도에 재설계 및 보완설계가 이루어져 현행 도로교표준시방서의 내진설계 요구조건을 만족시키게 되었으나, PSM교는 그렇지 못하여 내진설계에 대한 보완대책이 요구되었다. 원설계 당시 서해대교 PSM교는 최대 수직반력의 6%(107ton)를 전 교각에 동일하게 적용한 등가정적하중 적용법과 지진력 작용시 고정단의 받침은 기능을 상실하여 상부구조가 수평이동함으로써 각 교각에 설치된 전단키에 의해 설계 지진력을 전 교각에 분담하도록 하는 낙교방지 개념으로 설계되었다. 서해대교 PSM교 교각의 철근상세는 기초와 교각의 접합부와 소성힌지 구간에서 종방향철근의 겹침이음(C급이음)이 이루어져 있으며 또한 소성힌지 구간 후프띠철근의 겹침이음(C급이음)과 소성힌지 구간 보강띠철근의 부족으로 인하여 내진거동에 불리한 철근상세를 지니고 있다.

교각이 위 개념으로 기 시공된 상태에서, PSM교의 내진성능을 향상시키기 위한 내진설계 보완을 위해 교각의 축소모형실험을 수행하였으며, 축소모형실험결과에 의한 연성계수, 유효강성, 응답수정계수, 에너지 소산 및 등가점성감쇠비 등의 분석을 수행하여, 축소모형실험에 의한 서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가와 내진설계 보완을 위한 기본자료를 제공하고자 한다.

* 영남대학교 토목공학과 박사과정

** 한국도로공사 서해대교건설사업소 부장, 공학박사

*** 영남대학교 토목공학과 조교수

2. 서해대교 PSM교 교각의 철근상세

서해대교 PSM구간 교각은 그림 1과 같이 교각 상부와 하부에 대해서 15cm 간격으로 H 19의 후프 띠철근을 배근하고, H 13의 보강띠철근을 30cm 간격으로 배근하였다. 후프띠철근은 한 단면에 대해서 총 6개의 띠철근을 겹침이음하여 그림 1(c)와 같은 상세를 가지고 있다. 이러한 철근상세는 외측과 내측의 후프띠철근이 동일한 위치에 겹침이음 되어있고 보강띠철근이 부족하여 내진상세로는 바람직하지 않다. 또한, 그림 1(b)와 같은 소성힌지부에서의 종방향철근 겹침이음 등이 구조물의 거동, 특히 내진거동에 대해서는 바람직하지 못한 양상을 초래할 수도 있다는 문제점이 제기되었다. 따라서, 도로교표준시방서의 내진설계시의 철근상세 규정을 준수하지 못함에 따라 교각의 연성능력의 평가가 내진설계 보완의 핵심이 되었다.

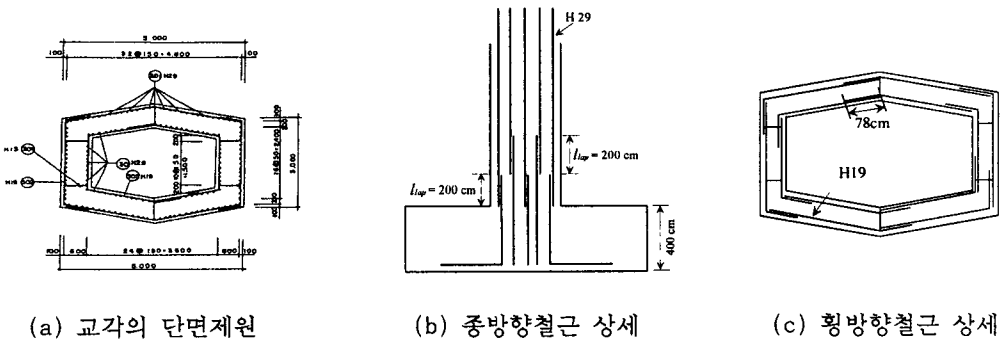


그림 1 서해대교 PSM교 교각의 철근상세

3. 축소모형실험

3.1 축소모형 시험체

서해대교 PSM교 교각의 축소모형실험 시험체는 실제교각의 1/8.3(12%) 비율로 축소한 기둥길이 180cm의 시험체 6개를 제작하였다. 총 6개의 시험체 중 종방향철근의 겹침이음 여부에 따른 거동 평가를 위해 종방향철근의 겹침이음을 한 시험체 4개(Group I)와 종방향철근의 겹침이음을 하지 않은 시험체 2개(Group II)를 제작하였다. 실제교각과 축소모형 시험체의 종방향철근비, 횡방향철근 체적비, 축력비를 동일하게 하고, 종방향철근 및 횡방향철근의 겹침이음 길이는 실제교각의 계산식(도로교표준시방서 콘크리트교편 3.5.11)을 축소모형 시험체에도 동일하게 적용하였다. 그림 2는 축소모형 시험체의 상세를, 표 1은 실제교각과 축소모형 시험체를 비교하여 나타낸 것이다.

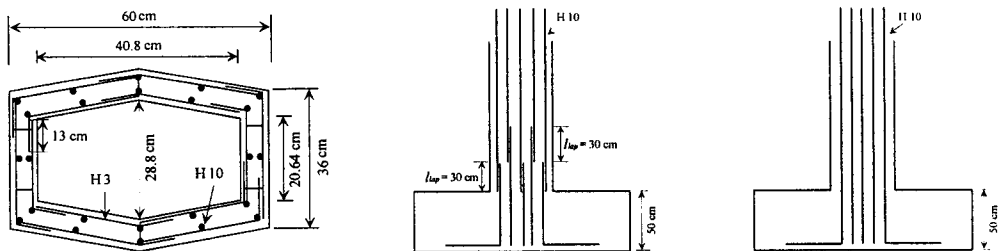


그림 2 축소모형 시험체

표 1 실제교각과 축소모형 시험체의 비교

분 류	실제교각	축소모형 시험체
콘크리트 강도 [kgf/cm ²]	240	270 , 360
종방향철근의 항복강도 [kgf/cm ²]	4000	4000
기둥 높이 [cm]	1882	180
종방향 철근비 [%]	1.1	1.1
횡방향철근 체적비 [%]	0.6	0.6
축력비 [P/P _o]	0.089	0.085 , 0.067
종방향철근의 겹침이음 길이 [cm]	1.7l _d = 200	1.7l _d = 30
횡방향철근의 겹침이음 길이 [cm]	1.7l _d = 78	1.7l _d = 13

3.2 축소모형 재하실험

축소모형의 재하실험은 일정한 축력하에서 변위제어에 의한 반복 횡하중을 가력하는 준정적실험(Quasi-static test)법을 이용하여 실험을 수행하였다. 그림 3은 시험체 setting 상세를 나타낸 것이며, 시험체에 일정한 축력을 가하기 위하여 직경 35mm의 프리스트레싱 강봉, 오일잭 및 100ton 용량 로드셀(Load cell)을 사용하였으며, 횡력의 가력은 55ton 용량의 actuator를 사용하여 일정 변위에 대하여 2cycle씩 하중을 가하였다.

1차적으로 3개의 시험체는 콘크리트 압축강도가 270kgf/cm²일 때 실험을 수행하였으며, 나머지 3개의 시험체는 충분한 양생기간이 경과한 이후 콘크리트 압축강도 증가에 따른 시험체의 거동을 평가하기 위해 콘크리트 압축강도가 360kgf/cm²을 나타낼 때 재하실험을 수행하였다.

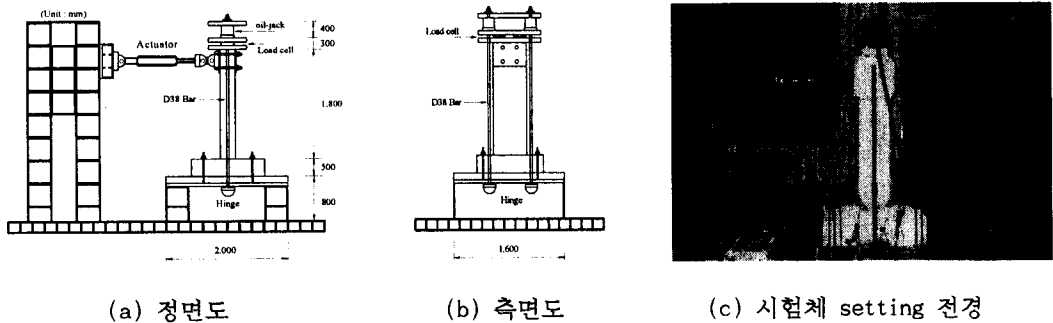


그림 3 시험체 setting 상세

4. 축소모형실험 결과

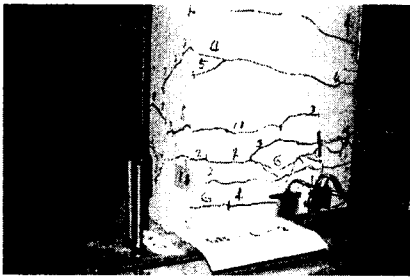
총 6개의 축소모형 시험체에 대한 재하실험을 수행하였으며, 표 2는 축소모형 시험체의 구분을 나타낸 것이다. SB-C-1 시험체의 경우 재하실험이 진행되는 동안 시험체를 지지하고 있는 반력상과 반력대 사이의 볼트체결 불량으로 인한 반력상의 이동(들림)현상이 발생되어 실험 결과자료의 신뢰성이 문제가 되어 SB-C-1 시험체를 제외한 나머지 5개의 시험체에 대해서만 실험결과를 나타내었다.

표 2 축소모형 시험체의 구분

시험체명	콘크리트 압축강도	종방향철근 겹침이음
SB-C-1	270 kgf/cm ²	무(無)
SB-L-1	270 kgf/cm ²	유(有)
SB-L-2	270 kgf/cm ²	유(有)
SB-OC-1	360 kgf/cm ²	무(無)
SB-OL-1	360 kgf/cm ²	유(有)
SB-OL-2	360 kgf/cm ²	유(有)

4.1 파괴양상

모든 시험체에서 초기균열은 기둥과 기초의 접합부인 시공이음부에서 발생하였으며, 종방향철근의 겹침이음을 가진 4개의 시험체 SB-L-1, SB-L-2, SB-OL-1, SB-OL-2에 대해서는 시공이음부에서의 초기균열 이후 종방향철근의 겹침이음 위치에서 휨균열이 발생하였다. 시공이음부에서의 초기 휨균열 이후 소성힌지부에서 휨균열이 진전되었으며, 시험체 측면에 전단균열이 발생하였다. 콘크리트 커버의 스폐링 현상은 모두 압축연단(단면의 모서리 부분)에서부터 시작되었으며, 콘크리트 커버의 스폐링이 현저하게 발생됨과 동시에 종방향철근의 좌굴현상이 발생되었으며, 결국 종방향철근의 파단으로 인한 급격한 강도 저하로 시험체는 파괴되었다. 그림 4는 시험체의 균열 진전상황 및 파괴양상을 나타낸 것이며, 모든 시험체가 시공이음부에서의 휨파괴로 동일한 파괴양상을 나타내고 있으므로 종방향철근의 겹침이음이 균열발생 위치에는 영향을 미치나 시험체의 전반적인 거동에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 또한, 압축강도 270kgf/cm²인 시험체와 종방향철근이 겹침이음된 시험체에서 균열이 더 많이 발생하였으나 전반적인 내진거동에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.



(a) 균열의 진전상황



(b) 콘크리트 커버의 스폐링



(c) 종방향철근의 좌굴



(d) 종방향철근의 파단(파괴상태)

그림 4 축소모형 시험체의 균열 진전 및 파괴양상

4.2 하중-변위 이력곡선 및 포락선

그림 5는 축소모형 시험체의 하중-변위 이력곡선을 나타낸 것이며, 그림 6은 축소모형 시험체의 하중-변위 포락선을 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 시험체가 비내진 철근상세를 가지고 있지만 기대 이상의 연성을 발휘하고 있는 것으로 나타났다. 콘크리트 강도의 증가(SB-L-1, SB-OL-1)에 따른 거동은 콘크리트 강도가 360kgf/cm²인 시험체(SB-OL-1)가 콘크리트 강도 270kgf/cm²인 시험체(SB-L-1) 보다 약 5.3% 높은 하중에서 파괴되었으며, 종방향철근의 겹침이음 유무(SB-OC-1, SB-OL-1)에 따른 거동을 비교하였을 때 단일 종방향철근으로 제작된 시험체(SB-OC-1)가 종방향철근의 겹침이음으로 제작된 시험체(SB-OL-1)에 비하여 파괴하중의 증가는 크지 않으나 연성은 다소 증가하는 경향을 나타내었다. 콘크리트 강도의 증가나 종방향철근의 겹침이음 유무에 따라 약간의 거동 차이는 있으나 시험체의 전체적인 거동에는 큰 영향이 없는 것

로 판단된다. 즉, 하중-변위 이력곡선 및 포락선에서 나타내고 있듯이 모든 시험체에서 항복변위까지는 강도의 저하나 현저한 강성의 감소는 나타나지 않았으며, 시험체의 항복이후 반복하중의 영향으로 부재의 강성 감소가 서서히 증가하기 시작하였으나 최대하중 이후 종방향철근의 파단으로 인한 시험체의 파괴 이전까지는 급격한 강도 또는 강성의 저하는 나타나지 않고 비교적 안정적인 거동을 나타내었다.

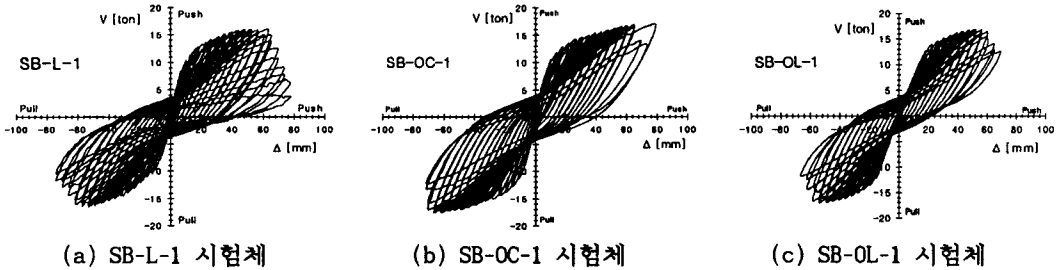


그림 5 축소모형 시험체의 하중-변위 이력곡선

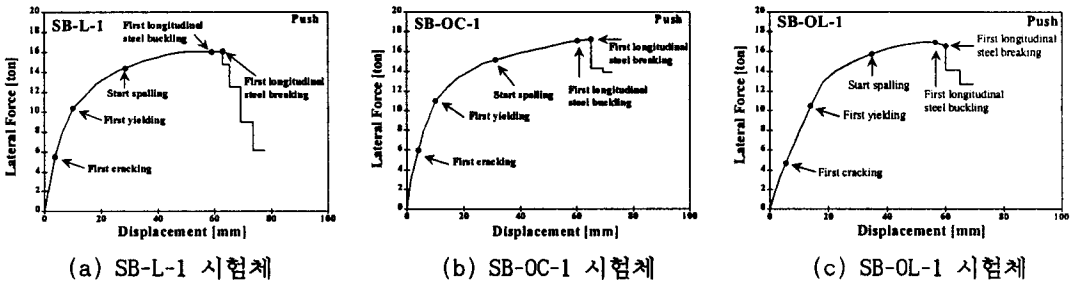


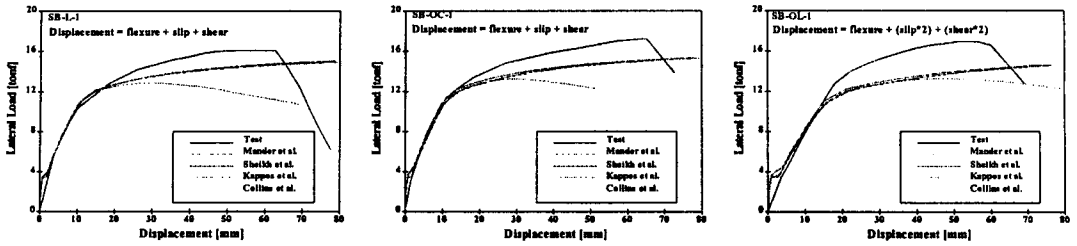
그림 6 축소모형 시험체의 하중-변위 포락선

5. 축소모형실험 결과분석

5.1 하중-변위 곡선의 비교

그림 7은 축소모형 시험체의 실험결과에 의한 하중-변위 곡선과 철근콘크리트 기둥의 비선형 해석결과에 의한 하중-변위 곡선을 비교하여 나타낸 것이다. 비선형 해석시 사용된 콘크리트 압축응력-변형률 모델은 Collins 등에 의해 제안된 비구속콘크리트 모델과 Mander 등, Sheikh 등, Kappos 등에 의해 제안된 구속콘크리트 모델로 총 4개의 콘크리트 압축응력-변형률 모델에 대해서 해석을 수행하였으며, 철근의 응력-변형률 모델은 Okamura 등에 의해 제안된 변형경화를 고려한 모델을 사용하여 해석을 수행하였다. 하중-변위 해석결과 휨만을 고려한 해석치는 시험체의 거동을 과소평가(변위)하는 경향을 나타내며, 휨과 종방향철근의 슬립, 전단변형을 모두 고려한 해석치가 실험결과에 근접한 경향을 나타내고 있음을 알 수 있다.

항복점까지의 거동은 해석모델의 차이에 따른 경향이 거의 동일하였으나 항복점 이후의 거동은 콘크리트 모델의 경우 구속콘크리트 모델이, 철근의 경우 변형경화를 고려한 모델이 그렇지 않은 경우에 비하여 실험치의 결과와 유사한 경향을 나타내었다. 구속 콘크리트 모델간의 해석치의 차이는 큰 변위에서 나타나지만 서해대고 시험체의 파괴변위 약 80mm까지는 3가지의 모델 모두 거의 유사한 경향을 나타내었다. SB-OL-1, SB-OL-2 시험체($f_{cu}=360\text{kgf/cm}^2$, 종방향철근의 겹침이음)의 해석결과 종방향철근의 슬립에 의한 변형과 전단에 의한 변형에 있어서 그 값의 2배를 취한 값이 실험치의 결과와 근접한 경향을 나타내었다. 이는 시험체의 하중-변위 결과와 비교하였을 때 소성힌지가 기둥하단부에서만 집중적으로 형성되어 상대적으로 초기하중단계에서 종방향철근의 슬립과 전단에 의한 변형이 크게 나타남을 해석적으로 입증하는 것으로 판단된다.



(a) SB-L-1 시험체

(b) SB-OC-1 시험체

(c) SB-OL-1 시험체

그림 7 축소모형 시험체의 하중-변위 곡선 비교 (실험치 vs. 해석치)

5.2 유효강성

축소모형 시험체의 유효강성은 실험치에 의한 최외곽 인장철근의 항복점에서의 강성($EI_{eff, test}$)과 비선형해석치(휨+슬립+전단변형)에 의한 최외곽 인장철근의 항복점에서의 강성($EI_{eff, analy}$)을 비교하여 표 3에 나타내었다. 축소모형 시험체의 유효강성 분석결과 전단면강성($E_c I_g$)에 대한 시험체의 유효강성 실측값의 비는 0.10~0.17의 분포를 나타내며, 비선형해석에 의한 유효강성의 비는 0.11~0.18의 값을 나타낸다. 표 3에 나타낸 것처럼 실험치와 해석치의 유효강성은 비교적 잘 일치하는 경향을 나타내며, 실험치와 해석치의 유효강성을 비교하였을 때 해석치에 의한 유효강성의 값이 약 10% 크게 평가하는 경향을 나타내었다.

실제교각의 경우 휨변형만을 고려한 해석치의 유효강성과 휨과 종방향철근의 슬립 및 전단변형을 고려한 해석치의 유효강성은 큰 차이를 나타내지 않는다. 이는 실제교각과 축소모형 시험체의 크기효과(size effect)에 의한 것으로서 실제교각의 경우 종방향철근의 슬립 및 전단에 의한 변형량이 전체 부재 변위에 미치는 영향이 축소모형 시험체 보다 작으며 서해대교 PSM교 교각의 경우 실제교각의 휨변형에 의한 해석치의 유효강성은 전단면강성의 약 35% 정도의 값을 나타내었다. 따라서, 실제 교각의 유효강성 산정시 본 연구에서 수행한 비선형해석치를 이용할 경우 합리적인 결과를 제공할 수 있을 것으로 판단되며 휨만을 고려한 비선형해석치의 유효강성을 사용할 경우 변위에 대해서 부적절한 해석결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

표 3 축소모형 시험체의 유효강성 분석

시험체명	콘크리트강도 f_{cu} [kgf/cm ²]	$E_c I_g$ [tf-m ²]	$EI_{eff, test}$ [tf-m ²]	$EI_{eff, analy}$ [tf-m ²]	$\frac{EI_{eff, test}}{E_c I_g}$	$\frac{EI_{eff, analy}}{E_c I_g}$	$\frac{EI_{eff, test}}{EI_{eff, analy}}$		
SB-L-1	270	8016	1282.37	1429.97	0.16	0.18	0.90		
SB-L-2			1333.28		0.17		0.93		
SB-OC-1	360	8756	1357.76	1459.10	0.16	0.17	0.93		
SB-OL-1			931.08		960.86		0.11	0.11	0.97
SB-OL-2			844.21				0.10		0.88

5.3 연성계수

축소모형 시험체에 대한 연성계수는 하중-변위 곡선을 이용하여 설계모멘트강도(M_n)에 해당하는 횡력(V_i)을 지나는 수평선과 원점에서 설계모멘트강도(M_n)의 75%에 해당하는 횡력(V_i)을 지나는 직선과의 교점을 항복변위(Δ_y)로 정의하고, 극한변위(Δ_u)는 최대 횡력 이후의 종방향철근 파단점의 변위를 극한변위(Δ_u)로 정의하여 변위연성계수를 구하였다. 설계강도의 거동에 관한 시험체(SB-L-1, SB-L-2)와 초과강도의 거동에 관한 시험체(SB-OL-1, SB-OL-2)를 비교하였을 때 초과강도의 거동에 관한 시험체의 변위연성계수가 설계강도의 거동에 관한 시험체 보다 작은 연성계수를 나타내고 있다. 이것은, 극한변위는 설계강도 시험체와 유사한 값을 나타내고 있으나 소성인장 초기 형성구간의 차이에 기인한 것으로 시공이음면에서만 초기에 소성인장이 발생하는 경우 초기변위가 매우 크게 발생하여 항복변위가 크게 평가되었기 때문인 것으로 판단된다.

표 4 축소모형 시험체의 변위연성계수 분석

시험체명	Δ_y	Δ_u	μ_Δ
SB-L-1	10.85	62.814	5.79
SB-L-2	11.41	63.228	5.54
SB-OC-1	10.53	65.109	6.18
SB-OL-1	16.67	60.001	3.60
SB-OL-2	17.33	62.473	3.60

5.4 응답수정계수

변위연성계수를 이용하여 표 5와 같이 장주기와 단주기의 경우에 대해서 응답수정계수(R)을 계산하였다. 초기 소성힌지가 시공이음면과 기동하단부에 발생하는 시험체에서, 주기가 0.7초 이상인 장주기인 경우 응답수정계수가 5.54 이상의 값(평균 5.67)을 보이며, 주기가 0.7초 미만인 단주기인 경우 식 (1)을 이용한 응답수정계수가 3.60 이상의 값(평균 3.60)을 보인다. 소성힌지의 형성구간이 시공이음면에만 발생한 시험체에 대해서도 단주기인 경우 응답수정계수의 값이 2.5 이상을 나타낸다. 따라서, 설계개념을 적용하는 경우 서해대교 PSM교 교각의 응답수정계수로서 2.0을 사용한다면 합리적이고도 안전측인 결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

$$R = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} \tag{1}$$

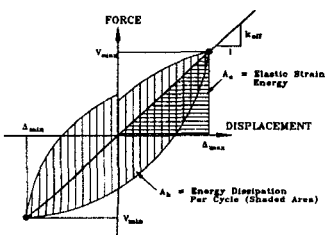
표 5 서해대교 축소모형시험체의 응답수정계수(R)

specimen	$\mu_{\Delta, eqv}$	R (장주기)	R (단주기)	콘크리트강도 및 종방향철근 상세	소성힌지 형성구간
SB-L-1	5.79	5.79	3.25	$f_{cu} = 270 \text{ kgf/cm}^2$ 종방향철근 겹침이음	시공이음면 + 기동하단부
SB-L-2	5.54	5.54	3.17		
SB-OC-1	6.18	6.18	3.37	$f_{cu} = 360 \text{ kgf/cm}^2$ 단일종방향철근	시공이음면
SB-OL-1	3.60	3.60	2.49	$f_{cu} = 360 \text{ kgf/cm}^2$ 종방향철근 겹침이음	
SB-OL-2	3.60	3.60	2.49		

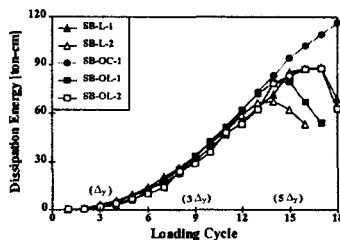
5.5 에너지 소산 및 등가점성감쇠비

등가점성감쇠비(ξ_{eq})는 식 (2)로 나타낼 수 있으며 식 (2)에 의해 계산된 각 시험체의 등가점성감쇠비를 그림 8에 나타내었다. 시험체의 항복시 등가점성감쇠비는 약 5% 정도를 나타내며, 거의 직선적으로 증가하여 시험체의 파괴시 약 15%의 비율을 나타내었다.

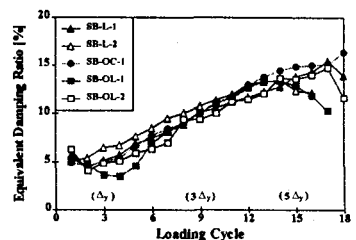
$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{A_h}{A_e} \tag{2}$$



(a) 등가점성감쇠비 개념



(b) 소산에너지



(c) 등가점성감쇠비

그림 8 소산에너지 및 등가점성감쇠비

6. 결론

- 1) 서해대교 축소모형 시험체의 실험결과 시험체의 파괴는, 콘크리트 표면부터 진행된 피복의 스플링이 현저하게 발생됨과 동시에 종방향 압축철근의 좌굴 및 종방향 인장철근의 파단으로 부재의 강성이 급격히 저하되어 최대횡력 이후에 급격한 하중 감소(강성 및 강도의 저하) 현상이 발생되어 최종 파괴에 이르렀다. 종방향철근의 겹침이음은 균열발생 위치에 대하여는 영향을 주지만, 겹침이음 길이가 충분하여 ($l_{lap}=1.7l_d$) 종방향철근이 파단되어 파괴에 이르기까지 전체적인 거동에는 큰 영향이 없다고 판단된다.
- 2) 축소모형 시험체의 변위연성계수를 분석한 결과 초기 소성힌지가 시공이음면과 기둥 하단부에 발생하는 시험체의 경우 변위연성계수가 5.5 이상, 초기 소성힌지가 시공이음면에만 발생하는 시험체의 경우 변위연성계수가 3.5 이상의 값을 나타내었다. 이러한 결과는 서해대교 PSM교 교각이 내진거동에 불리한 철근상세를 가지고 있더라도 우리나라와 같은 중·약진 지역에서는 제한적이지만 충분한 연성거동을 발휘할 수 있다고 판단된다.
- 3) 변위연성계수에 의한 응답수정계수 R은 2.5 이상의 값을 보이는 것으로 분석되었다.
- 4) 축소모형 시험체의 유효강성 분석결과, 전단면강성에 대한 시험체의 유효강성 실측값의 비는 0.10~0.17의 분포를 나타내며, 비선형해석에 의한 유효강성비는 0.11~0.18의 분포를 나타내었다.
- 5) 축소모형 시험체의 실험결과와 비선형해석결과 및 유효강성과 응답수정계수와의 관계를 비교 분석한 결과, 서해대교 PSM교 교각의 내진보강을 위한 구조해석시 0.35의 유효강성비와 응답수정계수 2.0을 사용한다면 합리적이며 안전측인 결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국지진공학회의 서해대교 PSM교 교각의 내진성능평가에 관한 연구의 일환으로 수행되었으며 한국도로공사 서해대교 건설사업소의 연구비 지원에 깊은 감사의 뜻을 전합니다.

참고문헌

1. 건설교통부, 대한토목학회, "도로교표준시방서", 1996.
2. 한국지진공학회, "서해대교 PSM교 내진설계를 위한 교각 축소모형실험", 1999.
3. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges," John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.
4. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, New York, USA, 1992.
5. Collins, M.P., Mitchell, D., and MacGregor, J.G., "Structural Design Consideration for High-Strength Concrete," *Concrete International*, ACI, Vol. 15, May 1993. pp. 27-34.
6. Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1804-1826.
7. Shamim A. Sheikh and Shafik S. Khoury., "Confined Concrete Columns with Stubs," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 4, pp. 414-431, July-August 1993.
8. Shamim A. Sheikh and Yeh, C. C., "Tied Concrete Columns under Axial Load and Flexure," *Journal of Structural Engineering, ASCE* Vol. 116, No. 10, pp. 2780-2800, October 1990.
9. George G. Penelis and Andreas J. Kappos., "Earthquake-Resistant Concrete Structures," *E & FN SPON*, 1997.