

# 서해대교 PSM교 교각의 내진성능

## Seismic Performance of Piers in Seohae Grand Bridge

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

### 국문요약

서해대교는 국내에 교량구조물에 관한 내진설계가 도입되기전 설계된 교량으로서 현재의 내진설계 규준에 적합하지 않은 종방향철근 및 횡방향철근이 겹침이음된 중공육각형 단면의 철근콘크리트 기둥으로 이미 시공이 완료된 상태이다. 최근, 지진에 대한 사회적 관심이 대두됨으로서 내진설계 규준에 적합하지 않은 철근상세를 가진 서해대교 PSM교 교각의 내진성능이 의문시 되었다. 따라서, 비내진 철근상세를 가진 서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가를 위하여 교각의 축소모형 실험을 수행하였으며, 실험결과 종방향철근의 겹침이음이 교각의 전체적인 내진거동에는 큰 영향을 미치지 않으며 기대 이상의 연성을 발휘할 수 있는 것으로 나타났다. 본 논문에서는 축소모형 실험결과에 의한 시험체의 파괴양상, 유효강성, 연성, 응답수정계수 및 등기점성감쇠비를 분석하였으며, 아울러 가속도변위 응답스펙트럼을 이용하여 서해대교 PSM교 교각의 내진성능을 평가하였다.

**주요어** : 서해대교, 철근콘크리트 기둥, 내진성능, 유효강성, 연성, 응답수정계수, 역랑스펙트럼법

### ABSTRACT

The purpose of this study is to evaluate the seismic performance of the 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 a 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, response modification factor, and equivalent viscous damping ratio are presented. The seismic performance of piers in Seohae Grand Bridge were also estimated by using ADRS spectrum.

**Key words** : Seohae Grand Bridge, reinforced concrete column, seismic performance, effective stiffness, ductility, response modification factor, capacity spectrum method

## 1. 서 론

서해대교는 1993년 초에 설계가 준공된 교량으로, 전체 7.31km의 연장을 가지며 사장교와 FCM교 및 PSM교로 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%를 전 교각에 동일하게 적용한 등가정적하중 적용법과 지진력 작용시 고정단의 받침은 기능을 상실하여 상부 구조가 수평이동함으로서 각 교각에 설치된 전단키에 의해 설계지진력을 전 교각에 분담하도록 하는 낙교방지 개념으로 설계되었다. 서해대교

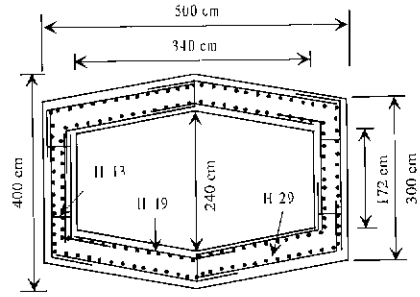
\* 정회원 · 영남대학교 토목공학과 부교수

\*\* 영남대학교 토목공학과 박사과정

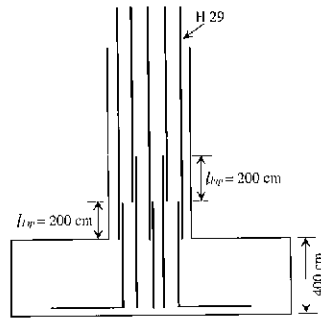
\*\*\* 한국도로공사 서해대교건설사업소 부장, 공학박사

본 논문에 대한 트미플 2000년 12월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

PSM교 교각의 철근상세는 기초와 교각의 접합부와 소성힌지구간에서 종방향철근의 겹침이음(C급이음)이 이루어져 있으며 또한 소성힌지구간 후프띠철근의 겹침이음(C급이음)과 소성힌지구간 보강띠철근의 부족으로 인하여 내진거동에 불리한 철근상세를 지니고 있다. 교각이 위 개념으로 기 시공된 상태에서, 최근 지진에 대한 사회적 관심의 증대로 인한 교량의 내진성능이 의문시되어 PSM교의 내진성능을 향상시키기 위한 내진설계 보완을 위해 교각의 축소모형실험을 수행하였다. 본 연구에서는 축소모형실험결과에 의한 연성계수, 유효강성, 응답수정계수, 에너지 소산 및 등가점성감쇠비 등의 분석과 가속도-변위 응답스펙트럼을 이용한 내진성능 평가를 통하여 서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가 및 내진설계 보완을 위한 기본 자료를 제공하고자 한다.



(a) 교각의 단면제원

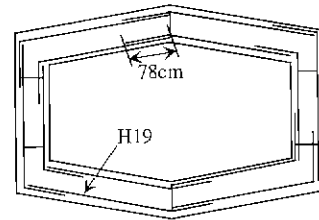


(b) 종방향철근 상세

## 2. 서해대교 PSM교 교각의 철근상세

서해대교 PSM구간 교각은 그림 1과 같이 교각 상부와 하부에 대해서 15cm 간격으로 한 단면에 대해서 총 6개의 띠철근을 겹침이음한 H 19의 후프띠철근을 배근하고, H 13의 보강띠철근을 30cm 간격으로 배근하였다. 이러한 철근상세는 외측과 내측의 후프띠철근이 동일한 위치에 겹침이음되어 있고 보강띠철근이 부족하여 내진상세로는 바람직하지 않다. 또한, 소성힌지부에서의 종방향철근 겹침이음 등이 구조물의 거동, 특히 내진거동에 대해서는 바람직하지 못한 양상을 초래할 수도 있다는 문제점이 제기되었다. 따라서, 교각의 내진설계에 관한 설계기준이 정립되지 않은 상태에서 설계된 교각의 연성능력의 평가가 내진설계 보완의 핵심이 되었다.

그림 2는 각 시방규준에 제시되어 있는 최소 횡방향철근 체적비와 서해대교 PSM교 교각의 횡방향철근 체적비를 비교하여 나타낸 것이다. 그림 2에서 나타내고 있듯이 각 시방규준에 따른 최소 횡방향철근 체적비의 차이가 현저하며



(c) 횡방향철근 상세

그림 1 서해대교 PSM교 교각의 철근상세

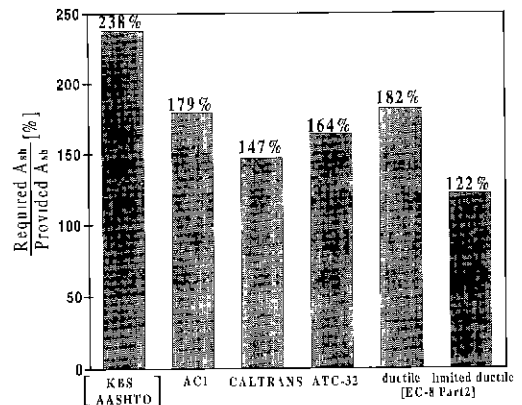


그림 2 시방규준에 따른 횡방향철근량의 비교

도로교표준시방서<sup>(1)</sup>와 AASHTO<sup>(2)</sup>의 횡방향철근량은 다른 시방규준<sup>(3)(4)</sup>과 비교하였을 때 상대적으로 많은 횡방향철근량을 요구하고 있음을 알 수 있다. 그림 2의 결과에 따르면 서해대교 PSM교 교각이 연성거동을 발휘하기 위해서는 소요철근량의 47%~138%의 철근량이 더 필요하며, EC-8<sup>(5)</sup> part2에 규정되어 있는 한성연성거동을 발휘하기 위해서는 소요철근량의 22%가 더 요구된다.

### 3. 축소모형실험

#### 3.1 축소모형 시험체

서해대교 PSM교 실제교각을 1/8.3(12%)의 길이 비율로 단면을 축소한 기둥길이 180cm의 시험체 6개를 제작하였다. 총 6개의 시험체 중 종방향철근의 겹침이음 여부에 따른 거동평가를 위해 종방향철근의 겹침이음을 한 시험체 4개(group I)와 종방향철근의 겹침이음을 하지

않은 시험체 2개(group II)를 제작하였다. 시험체 제작시 종방향철근은 H 10을 사용하였으며 횡방향철근과 보강띠철근은 직경 3mm의 강선을 디포머(deformer)를 이용하여 이형철근의 마디를 만든 다음 소요의 인장강도를 얻기 위해 열처리를 하여 사용하였으며, 실제교각과 축소모형 시험체의 종방향철근비, 횡방향철근 체적비, 축력비를 동일하게 적용하여 시험체를 제작하였다. 실제교각의 종방향철근 및 횡방향철근의 겹침이음길이는 도로교표준시방서(콘크리트 교편 3.5.11)의 C급이음(1.7 $l_d$ ) 규정을 기준으로 설계되었으며, 실제 적용된 겹침이음길이는 종방향철근의 경우 200cm(2.0 $l_d$ ), 횡방향철근의 경우 78cm(1.7 $l_d$ )로 설계되었다. 그러나, 축소모형 시험체의 경우 실험여건에 따른 단면의 크기와 종방향철근의 제한으로 인해서 실제교각과 같은 소성힌지 구간내의 종방향철근 겹침이음 상세를 고려하기 위하여 종방향철근의 겹침이음길이는 실제교각의 겹침이음길이가 보다 작은 30cm(1.3 $l_d$ )

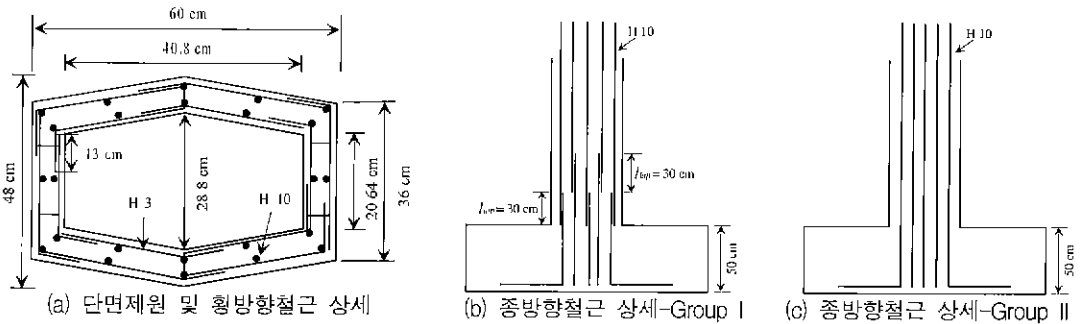


그림 3 축소모형 시험체

표 1 실제교각과 축소모형 시험체의 비교

분 류	실제교각	축소모형 시험체
콘크리트 강도[kgf/cm <sup>2</sup> ]	240(설계기준강도)	270, 360
종방향철근의 항복강도[kgf/cm <sup>2</sup> ]	4000(설계기준강도)	4000
기둥 높이[cm]	1882	180
종방향 철근비[%]	1.1	1.1
횡방향철근 체적비[%]	0.6	0.6
축력비[P/P <sub>0</sub> ]	0.089	0.085, 0.067
종방향철근의 겹침이음길이[cm]	2.0 $l_d$ = 200	1.3 $l_d$ = 30
횡방향철근의 겹침이음길이[cm]	1.7 $l_d$ = 78	1.7 $l_d$ = 13

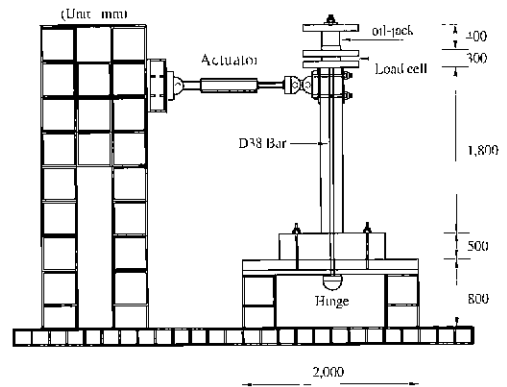
를 사용하였으며, 횡방향철근의 겹침이음길이는 실제교각과 동일한 13cm(1.7*l<sub>d</sub>*)를 사용하였다. 그림 3은 축소모형 시험체의 상세를, 표 1은 실제교각과 축소모형 시험체를 비교하여 나타낸 것이다.

### 3.2 축소모형 재하실험

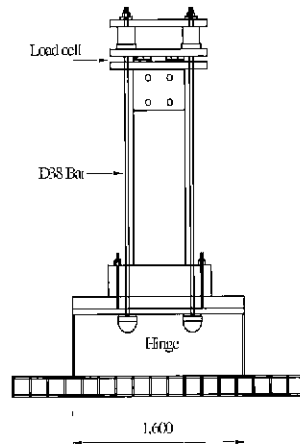
축소모형의 재하실험은 일정한 축력하에서 변위제어에 의한 반복 횡하중을 가력하는 준정적실험(quasi-static test)법으로 수행하였다. 그림 4는 시험체 setting 상세를 나타낸 것이며, 시험체에 일정한 축력을 가하기 위하여 직경 35mm V.S.L. Korea의 프리스트레싱 강봉, 오일 잭 및 100ton 용량의 로드셀(load sell)을 사용하였으며, 횡력의 가력은 55ton 용량의 actuator를 사용하여 일정 변위에 대하여 2cycle씩 하중을 가하였다. 횡방향 변위를 측정하기 위하여 시험체의 상단부에 시험체의 직각방향으로 3개의 변위계(L.V.D.T.)를 설치하였으며, 소성힌지 부분의 곡률(curvature)을 측정하기 위하여 시험체의 길이방향으로 가력방향과 가력방향의 반대면에 3개씩 총 6개의 변위계(L.V.D.T.)를 설치하였다. 또한 콘크리트 압축연단의 변형률과 종방향 철근 및 횡방향 철근의 변형률을 측정하기 위하여 변형률 게이지를 부착하였다.

### 4. 축소모형실험 결과

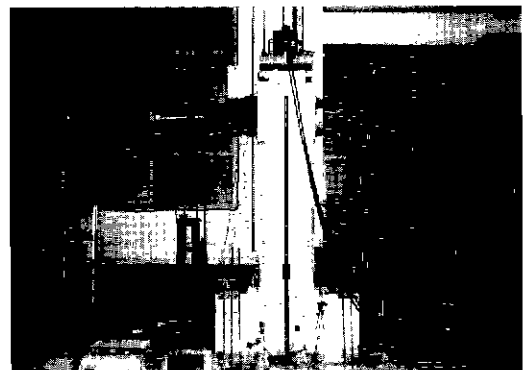
총 6개의 축소모형 시험체 중 1차적으로 3개의 시험체는 콘크리트 압축강도가 270kgf/cm<sup>2</sup> 일 때 실험을 수행하였으며, 나머지 3개의 시험체는 충분한 양생기간이 경과한 이후 콘크리트 압축강도 증가에 따른 시험체의 거동을 평가하기 위해 콘크리트 압축강도가 360kgf/cm<sup>2</sup>을 나타낼 때 재하실험을 수행하였다. 표 2는 축소모형시험체의 구분을 나타낸 것이며, SB-C-1 시험체의 경우 재하실험이 진행되는 동안 시험체를 지지하고 있는 반력상과 반력대 사이의 볼트 체결 불량으로 인한 반력상의 이동(들림)현상이



(a) 정면도



(b) 측면도



(c) 시험체 setting 전경

그림 4 시험체 setting 상세

발생되어 실험데이터의 신뢰성에 문제가 있다는 판단하에 SB-C-1 시험체를 제외한 5개의 시험체에 대해서만 실험결과를 나타내었다.

표 2 축소모형 시험체의 구분

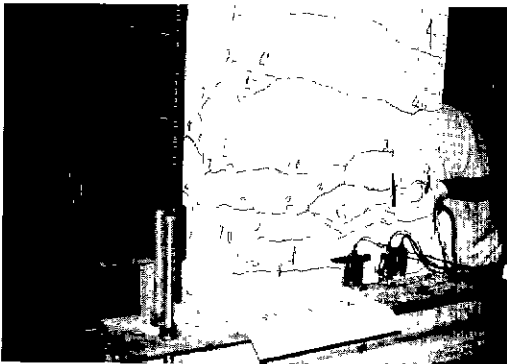
시험체명	콘크리트 압축강도	중방향철근 겹침이음
SB-C-1	270kgf/cm <sup>2</sup>	무(無)
SB-L-1	270kgf/cm <sup>2</sup>	유(有)
SB-L-2	270kgf/cm <sup>2</sup>	유(有)
SB-OC-1	360kgf/cm <sup>2</sup>	무(無)
SB-OL-1	360kgf/cm <sup>2</sup>	유(有)
SB-OL-2	360kgf/cm <sup>2</sup>	유(有)

#### 4.1 파괴양상

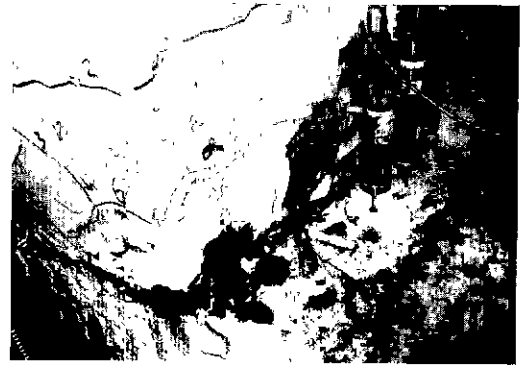
모든 시험체에서 초기균열은 기둥과 기초의 접합부인 시공이음부에서 발생하였으며, 종방향철근의 겹침이음을 가진 4개의 시험체 SB-L-1, SB-L-2, SB-OL-1, SB-OL-2에 대해서는 시공이음부에서의 초기균열 이후 종방향철근의 겹침이

음 위치에서 휨균열이 발생하였다. 시공이음부에서의 초기 휨균열 이후 소성힌지부에서 휨균열이 추가 발생한 후 진전되었으며, 시험체 측면에 전단균열이 발생하였다.

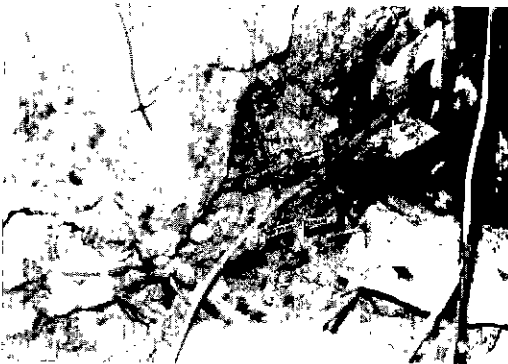
콘크리트 커버의 스폴링 현상은 모두 압축연단(단면의 모서리 부분)에서부터 시작되었으며, 콘크리트 커버의 스폴링이 현저하게 발생됨과 동시에 종방향철근의 좌굴현상이 발생되었고, 결국 종방향철근의 파단으로 인한 급격한 강도저하로 시험체는 파괴되었다. 그림 5는 시험체의 균열 진전상황 및 파괴양상을 나타낸 것이며, 모든 시험체가 시공이음부에서의 휨파괴로 동일한 파괴양상을 나타내고 있으므로 종방향철근의 겹침이음이 균열발생 위치에는 영향을 미치나 시험체의 전반적인 거동에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 또한, 압축강도 270kgf/cm<sup>2</sup>인 시험체와 종방향철근이 겹침이음



(a) 균열의 진전상황



(b) 콘크리트 커버의 스폴링



(c) 종방향철근의 좌굴



(d) 종방향철근의 파단(파괴상태)

그림 5 축소모형 시험체의 균열 진전 및 파괴양상

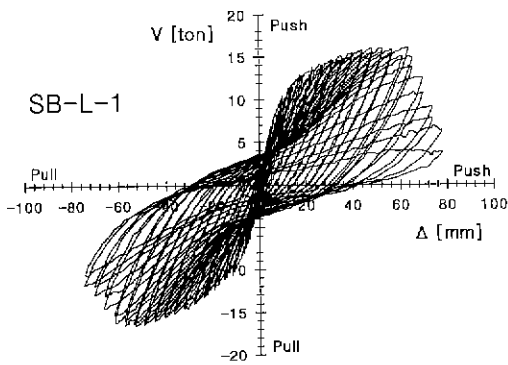
된 시험체에서 균열이 더 많이 발생하였으나 전반적인 내진거동에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

#### 4.2 하중-변위 이력곡선 및 포락선

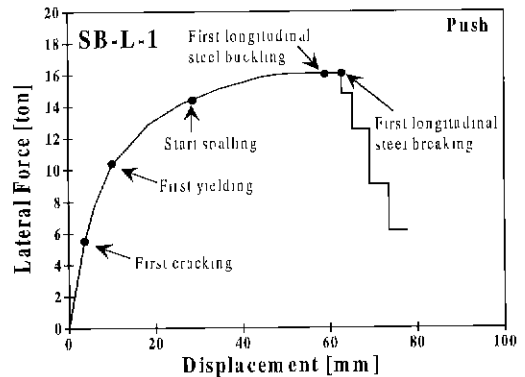
그림 6~8은 축소모형 시험체의 하중-변위 이력곡선 및 하중-변위 포락선을 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 비내진 철근상세를 가지고 있지만 기대 이상의 연성을 발휘하고 있는 것으로 나타났다. 콘크리트 강도 증가에 따른 거동은 콘크리트 강도가 360kgf/cm<sup>2</sup>인 시험체(SB-OL-1)가 콘크리트 강도 270kgf/cm<sup>2</sup>인 시험체(SB-L-1) 보다 약 5.3% 높은 하중에서 파괴되었으며, 종방향철근의 겹침이음 유무에 따

른 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.

따라서, 콘크리트 강도의 증가나 종방향철근의 겹침이음 유무에 따라 약간의 거동 차이는 있으나 시험체의 전체적인 거동에는 큰 영향이 없는 것으로 판단된다. 즉, 하중-변위 이력곡선 및 포락선에서 나타내고 있듯이 모든 시험체에서 항복변위까지는 강도저하 현상은 나타나지 않았으며, 시험체의 항복이후 반복하중의 영향으로 부재의 강성이 서서히 감소하기 시작하였으나 최대하중 이후 종방향철근의 파단으로 인한 시험체의 파괴 이전까지 급격한 강도저하는

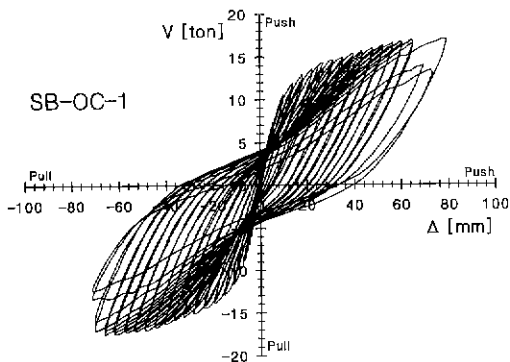


(a) 하중-변위 이력곡선

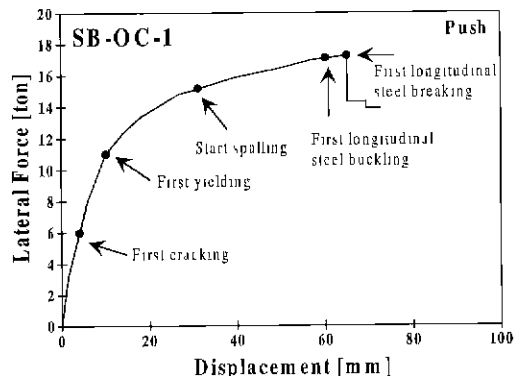


(b) 하중-변위 포락선

그림 6 SB-L-1 시험체의 하중-변위 곡선

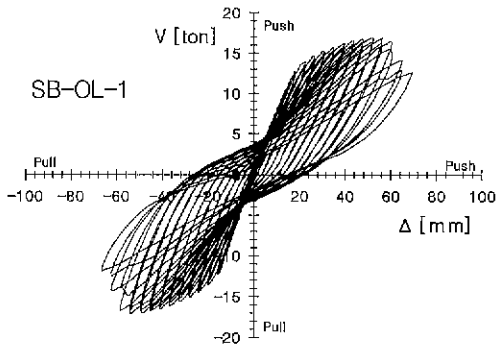


(a) 하중-변위 이력곡선

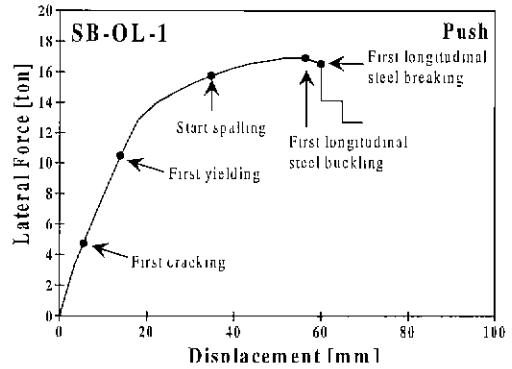


(b) 하중-변위 포락선

그림 7 SB-OC-1 시험체의 하중-변위 곡선



(a) 하중-변위 이력곡선



(b) 하중-변위 포락선

그림 8 SB-OL-1 시험체의 하중-변위 곡선

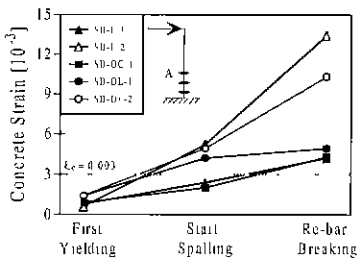
나타나지 않고 비교적 안정적인 거동을 나타내었다.

### 4.3 콘크리트 압축연단변형률

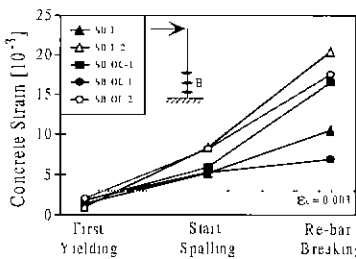
콘크리트 압축연단의 변형률은 시험체 전·후면에 부착된 6개의 변위계로 측정된 변형량을 이용하여 측정위치별로 변형률을 계산하였으며 그 결과를 그림 9에 나타내었다. 소성힌지가 발생하기 전(항복이전)까지는 기둥의 측정위치별 변형률이 거의 동일하나 소성힌지의 발생 이후에는 기둥하단부에서 변형이 집중적으로 발생하여 변형률의 증가와 함께 측정위치별 변형률 값의 분포 또한 커짐을 알 수 있다. 변형률의 분석결과 특별한 경향을 유추할 수는 없었으나 콘크리트 커버 스펠링시 기둥 하단 10cm 위치의 연단변형률은 0.006~0.016의 범위로서 ACI의 극한변형률 0.003 이상의 값을 나타내었다.

### 4.4 Drift ratio

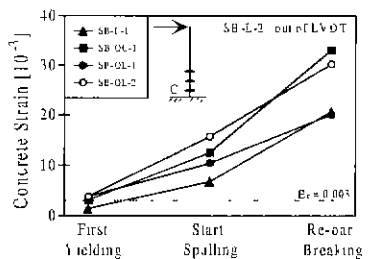
실험에 의한 하중-변위 관계를 이용하여 하중단계별 기둥길이에 대한 횡방향변위 비율을 그림 10에 나타내었다. 초기균열상태, 항복상태, 콘크리트 커버의 스펠링 시작상태의 drift ratio를 시험체별로 비교하였을 때 SB-OL-1과 SB-OL-2 시험체의 경우 다른 시험체에 비해서 높은 값을 나타내고 있는데 이는 소성힌지의 초기형성 구간이 시공이음면에 집중적으로 발생하여 상대적으로 낮은 하중단계에서 횡방향변위가 크게 발생하였기 때문인 것으로 판단된다. 그러나, 각 시험체별 전체적인 거동을 비교하였을 때 항복시의 drift ratio는 시험체별로 차이가 있기는 하지만 평균 약 0.75%, 파괴시의 drift ratio는 모든 시험체에서 유사하게 평균 약 4.0%로서 콘크리트 커버 스펠링 이후부터 증방향철근의 파단에 의한 시험체의 파괴시까지의 drift



(a) 측정위치 A(기둥하단 30cm)



(b) 측정위치 B(기둥하단 18cm)



(c) 측정위치 C(기둥하단 10cm)

그림 9 콘크리트 압축연단 변형률의 변화

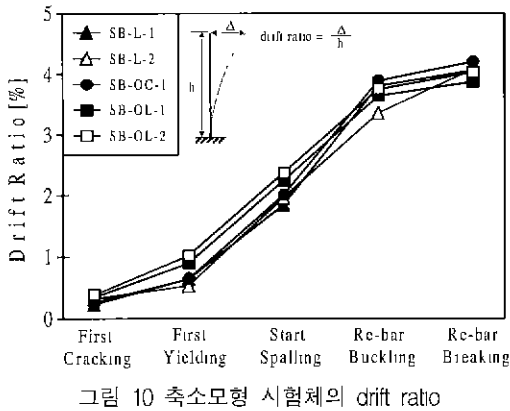


그림 10 축소모형 시험체의 drift ratio

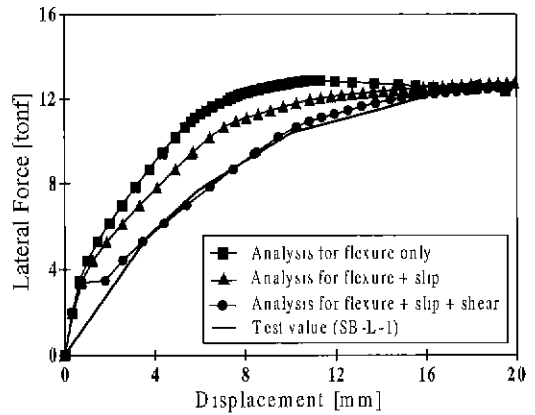
ratio는 모든 시험체에서 유사한 경향을 나타내었다. 결국 소성힌지의 초기형성 구간의 차이에 의해서 초기하중단계(콘크리트 커버 스펀링 이전)에서의 거동에는 영향을 미치나 부재의 전반적인 거동(콘크리트 커버 스펀링 이후부터 파괴시까지)에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

## 5. 축소모형실험 결과분석

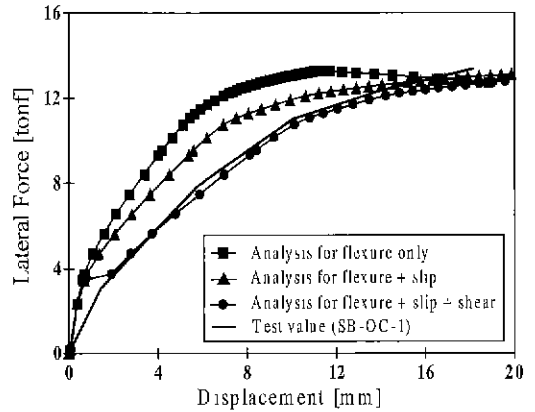
### 5.1 하중-변위 곡선의 비교

그림 11은 실험결과에 의한 하중-변위 곡선과 철근콘크리트 기둥의 비선형 해석방법의 차이에 의한 하중-변위 곡선을 비교하여 나타낸 것이다. 비선형 해석시 사용된 콘크리트 압축응력-변형률 모델은 Mander 등<sup>(6)</sup>에 의해 제안된 구속콘크리트 모델을 사용하였으며, 철근의 응력-변형률 모델은 Okamura 등<sup>(7)</sup>에 의해 제안된 변형경화를 고려한 모델을 사용하여 해석을 수행하였다. 하중-변위 해석결과 휨만을 고려한 해석치는 시험체의 변위를 과소평가하는 경향을 나타내며, 휨과 종방향철근의 슬립<sup>(8)</sup>, 전단변형<sup>(9)</sup>을 모두 고려한 해석치가 실험결과에 근접한 경향을 나타내고 있음을 알 수 있다.

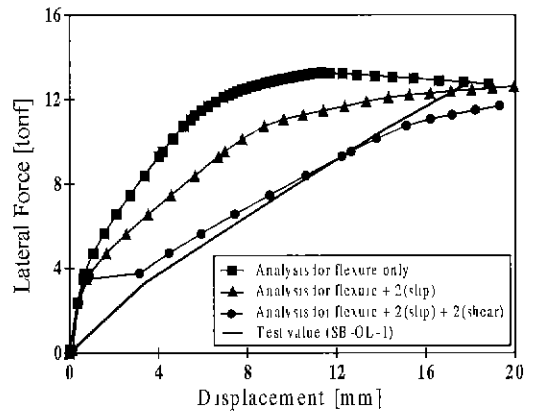
그림 12는 해석모델의 차이에 따른 시험체의 하중-변위 관계를 나타낸 것으로서, 비선형 해석시 사용된 콘크리트 압축응력-변형률 모델은 Collins 등<sup>(10)</sup>에 의해 제안된 비구속콘크리트 모델과 Mander 등<sup>(6)</sup>, Sheikh 등<sup>(11),(12)</sup>, Kappos



(a) SB-L-1 시험체



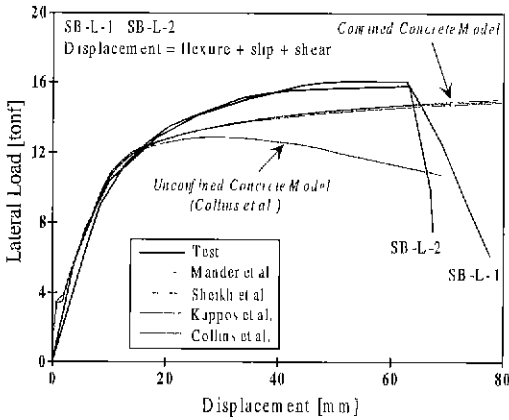
(b) SB-OC-1 시험체



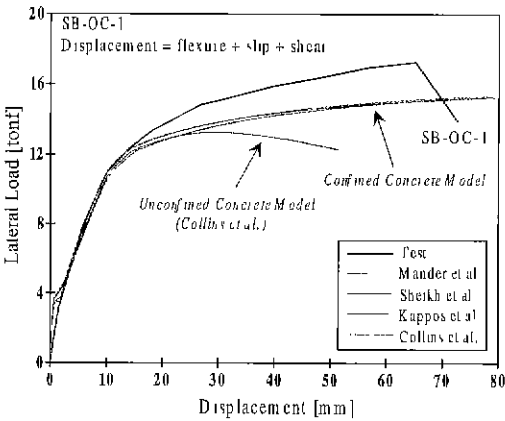
(c) SB-OL-1 시험체

그림 11 축소모형 시험체의 하중-변위 곡선 비교 (실험치 vs. 해석치)

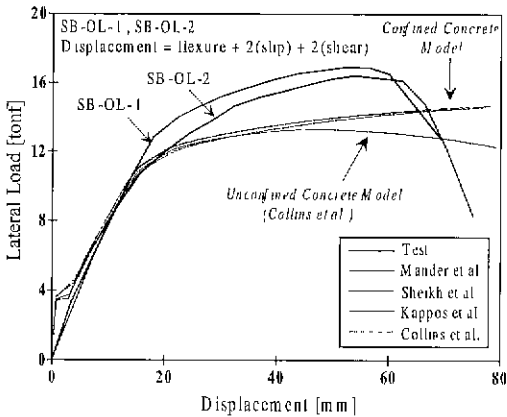




(a) SB-L-1, SB-L-2 시험체



(b) SB-OC-1 시험체



(c) SB-OL-1, SB-OL-2 시험체

그림 12 해석모델의 차이에 따른 축소모형 시험체의 하중-변위 곡선 비교 (실험치 vs. 해석치)

등<sup>(13)</sup>에 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.

그림 12에서 알 수 있듯이 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. 콘크리트 강도가  $f_{cu}=360\text{kgf/cm}^2$  이며 종방향철근의 겹침이음을 가진 SB-OL-1, SB-OL-2 시험체의 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 슬립에 의한 변형이 크게 나타남을 해석적으로 입증하는 것으로 판단된다.

## 5.2 유효강성

철근콘크리트 기둥의 유효강성은 최외곽 인장철근의 항복점을 기준으로 하거나, Paulay와 Priestley의 제안과 같이 휨강도( $M_n$ )의 75%에 해당하는 횡력( $0.75V$ )을 지나는 직선과 실험 또는 해석에 의한 하중-변위 곡선이 만나는 점을 기준으로 정의할 수 있다. 따라서, 축소모형 시험체의 유효강성을 다음 4가지로 결정하여 표 3에 나타내었다.

- (1) 최외곽 인장철근의 변형률 측정값에 의한 항복점을 기준으로 한 강성,  $EI_{eff,test}$
- (2) 비선형해석에 의한 최외곽 인장철근의 항복점을 기준으로 한 강성,  $EI_{eff,analy}$
- (3) 하중-변위 곡선 실험값을 Paulay와 Priestley의 제안<sup>(14),(15)</sup>에 따라 이상화한 곡선에서의 강성,  $EI_{eff,pp(t)}$

표 3 축소모형 시험체의 유효강성 분석

	SB-L-1	SB-L-2	SB-OC-1	SB-OL-1	SB-OL-2
$f_{cu}$	270kgf/cm <sup>2</sup>		360kgf/cm <sup>2</sup>		
$E_c I_g$	8016tonf-m <sup>2</sup>		8756tonf-m <sup>2</sup>		
$EI_{eff, test}$	1282.37	1333.28	1357.76	931.08	844.21
$EI_{eff, analy}$	1429.97	1429.97	1459.10	960.86	960.86
$EI_{eff, pp(\delta)}$	1396.83	1328.29	1491.13	942.39	906.14
$EI_{eff, pp(\phi)}$	1463.35	1463.35	1506.00	984.43	984.43
$\frac{EI_{eff, test}}{E_c I_g}$	0.16	0.17	0.16	0.11	0.10
$\frac{EI_{eff, analy}}{E_c I_g}$	0.18	0.18	0.17	0.11	0.11
$\frac{EI_{eff, pp(\delta)}}{E_c I_g}$	0.17	0.17	0.17	0.11	0.10
$\frac{EI_{eff, pp(\phi)}}{E_c I_g}$	0.18	0.18	0.17	0.11	0.11

$EI_{eff, test}$  : 최외곽 인장철근 항복점에서의 유효강성 실험치 [tonf-m<sup>2</sup>]  
 $EI_{eff, analy}$  : 최외곽 인장철근 항복점에서의 유효강성 해석치 [tonf-m<sup>2</sup>]  
 $EI_{eff, pp(\delta)}$  : Paulay & Priestley의 제안방법에 의한 유효강성 실험치 (하중-변위 곡선의 이상화) [tonf-m<sup>2</sup>]  
 $EI_{eff, pp(\phi)}$  : Paulay & Priestley의 제안방법에 의한 유효강성 해석치 (하중-변위 곡선의 이상화) [tonf-m<sup>2</sup>]

(4) 비선형해석에 의한 하중-변위 곡선을 Paulay와 Priestley의 제안에 따라 bi-linear로 이상화한 곡선에서의 강성,  $EI_{eff, pp(\phi)}$

표 3에 나타난 바와 같이 4가지 방법으로 구한 유효강성의 전단면강성( $E_c I_g$ )에 대한 비율은 0.16~0.18, 또는 0.10~0.11로 모두 유사한 값을 나타내었다. 따라서, 최외곽 인장철근의 항복점을 기준으로 한 유효강성과 Paulay와 Priestley의 제안에 따른 항복점을 기준으로 한 유효강성은 큰 차이가 없음을 알 수 있다.

실제 교각에 대하여 비선형해석을 수행한 결과로 얻은 유효강성은  $0.31E_c I_g$ 로 해석되었다. 이러한 유효강성 비율은 축소모형실험에 의한 유효강성 비율에 비하여 큰 값을 나타내는데, 이것은 철근슬립에 따른 부재의 크기효과를 의미한다. 즉, 단면이 큰 경우에는 종방향철근 슬립에 의한 강성저하가 상대적으로 작다는 것을 의미한다.

### 5.3 변위연성계수

서해대교 축소모형 시험체에 대한 변위연성계수는 하중-변위 곡선을 이용하여 휨강도( $M_u$ )에 해당하는 횡력( $V$ )을 지나는 수평선과 원점에서 휨강도( $M_u$ )의 75%에 해당하는 횡력( $V$ )을 지나는 직선과의 교점을 항복변위( $\Delta_{y,eqv}$ )로 정의하고, 최대횡력 이후의 종방향철근 파단점의 변위를 극한변위( $\Delta_{u,test}$ )로 정의하여 등가항복변위에 대한 변위연성계수( $\mu_{\Delta,eqv} = \Delta_{u,test} / \Delta_{y,eqv}$ )를 결정하였다. 또한, 하중-변위 곡선상의 최외곽 인장철근 항복점에서의 변위를 항복변위( $\Delta_{y,test}$ )로 정의하여 최외곽 인장철근 항복점에 대한 변위연성계수( $\mu_{\Delta,test} = \Delta_{u,test} / \Delta_{y,test}$ )도 역시 계산하여 표 4에 나타내었다.

변위연성계수의 분석결과 최외곽 인장철근 항복점에 대한 변위연성계수가 등가항복변위에 대한 변위연성계수 보다 연성계수를 크게 평가하는 경향을 나타내고 있으며 동일 시험체간의

표 4 축소모형 시험체의 변위 및 변위연성계수

시험체명	$\Delta_{y, test}$	$\Delta_{y, eqv}$	$\Delta_{u, test}$	$\mu_{\Delta, test}$	$\mu_{\Delta, eqv}$
SB-L-1	10.062	10.85	62.814	6.24	5.79
SB-L-2	8.352	11.41	63.228	7.57	5.54
SB-OC-1	10.05	10.53	65.109	6.48	6.18
SB-OL-1	13.957	16.67	60.001	4.30	3.60
SB-OL-2	15.84	17.33	62.473	3.94	3.60

$\Delta_{y, test}$  : 최외곽 인장철근의 항복점에서의 변위 (실험치)

$\Delta_{y, eqv}$  : Paulay & Priestley의 제안방법에 의한 항복변위 (하중-변위 실측곡선의 이상화)

$\Delta_{u, test}$  : 극한변위 (종방향철근의 파단시의 변위, 실험치)

변위연성계수의 평가에 있어서도 다소의 차이를 나타내고 있음을 알 수 있다. 등가항복변위에 대한 변위연성계수는 동일 시험체간의 변위연성계수가 거의 동일한 값을 나타내고 있다. 따라서, 변위연성계수의 평가시 항복변위나 극한변위의 정의 여부에 따라서 연성계수의 크기가 좌우될 수 있지만 등가항복변위에 대한 변위연성계수를 사용하는 것이 일관성있는 결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다. 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 소성힌지 초기 형성구간의 차이에 기인한 것으로 시공이음면에서만 초기에 소성힌지가 발생하는 경우 초기변

위가 매우 크게 발생하여 항복변위가 크게 평가되었기 때문인 것으로 판단된다.

### 5.4 응답수정계수

변위연성계수(등가항복변위에 대한 변위연성계수 :  $\mu_{\Delta, eqv}$ )를 이용하여 표 5와 같이 장주기와 단주기의 경우에 대해서 응답수정계수(R)을 계산하였다. 초기 소성힌지가 시공이음면과 기둥하단부에 발생하는 시험체에서, 주기가 0.7초 이상인 장주기인 경우 응답수정계수가 5.54 이상의 값(평균 5.67)을 보이며, 주기가 0.7초 미만인 단주기인 경우 응답수정계수가 3.17 이상의 값(평균 3.26)을 보인다. 소성힌지의 형성구간이 시공이음면에만 발생한 시험체도 단주기인 경우 응답수정계수의 값이 2.49를 나타내었다. 따라서, 서해대교 PSM교 교각의 응답수정계수는 최소 2.0을 초과하는 것으로 분석된다.

표 5 서해대교 축소모형시험체의 응답수정계수(R)

시험체명	$\mu_{\Delta, eqv}$	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 +
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	기둥하단부
SB-OL-1	3.60	3.60	2.49	$f_{cu}=360\text{kgf/cm}^2$ 종방향철근 겹침이음	시공이음면
SB-OL-2	3.60	3.60	2.49		

장주기 교각 : Equal displacement principle,  $R = \mu_{\Delta}$

단주기 교각 : Equal energy principle,  $R = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1}$

### 5.5 에너지 소산 및 등가점성감쇠비

교량에서 가장 일반적인 형태의 감쇠(damping)와 에너지 소산(dissipated energy)은 하중-변위 이력 곡선의 이력감쇠(hysteresis damping)이다. 그림 13(a)와 같이 cycle당 에너지 소산량은 loop의 면적  $A_h$ 로 나타낼 수 있고 재하시에 부재에 축적된 탄성변형에너지는  $A_e$ 로 나타낼 수 있다. 등가점성감쇠비( $\xi_{eq}$ )는 식 (1)로 나타낼 수 있으며 식 (1)에 의해 계산된 각 시험체의 등가점성감쇠비를 그림 13에 나타내었다. 등가점성감쇠비는 부재의 항복시 약 5% 정도를 나타내며 거의 선형으로 증가하여 파괴시 약 15%의 비율을 나타내었다.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{A_h}{A_e} \quad (1)$$

### 5.6 역량스펙트럼법에 의한 내진성능평가

성능기초 내진설계에 의한 구조물의 내진성능 평가는 구조물에 요구되는 소요역량(demand)과 구조물이 보유하고 있는 공급역량(capacity)의 비교를 통한 역량스펙트럼법(capacity spectrum method)을 이용하여 평가할 수 있다. 역량스펙트럼법은 실험결과 또는 비선형해석으로 얻을 수 있는 대상 구조물의 공급역량곡선(하중-변위 곡선)을 공급역량스펙트럼(capacity spectrum)으로 변환한 후 구조물의 설계지진 레벨에 대한 소요역량스펙트럼(demand spectrum)을 동

일한 그래프 상에서 도식적으로 비교함으로써 지진지반운동에 대한 구조물의 응답을 명쾌하게 나타낼 수 있는 방법이다. 공급역량곡선은 식 (2)와 식 (3)을 이용하여 공급역량스펙트럼으로 변환할 수 있으며, 소요역량스펙트럼은 가속도와 주기의 관계로 구성되는 일반적인 구조물의 응답스펙트럼을 식 (4) 또는 (5)와 식 (6)을 이용하여 소요역량스펙트럼으로 변환할 수 있다.

$$S_o = \frac{V}{W} \quad (2)$$

$$S_d = \Delta \quad (3)$$

$$S_a = 2.5 C_a (T \leq T_s \text{ 인 경우}) \quad (4)$$

$$S_o = \frac{C_v}{T} (T > T_s \text{ 인 경우}) \quad (5)$$

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 g \quad (6)$$

여기서,  $S_a$ 는 응답가속도,  $S_d$ 는 응답변위,  $V$ 는 기둥하단부의 전단력,  $W$ 는 유효중량,  $C_a$ ,  $C_v$ 는 지진계수,  $T$ 는 주기,  $T_s$ 는 통제주기,  $g$ 는 중력가속도를 나타낸다.

이러한 내진성능 평가법은 ATC-40<sup>(16)</sup> 보고서에서 제안된 방법으로서 기존 구조물의 내진성능을 평가할 수 있는 매우 합리적이고 유용한 방법인 것으로 사료된다. 본 연구에서는 PSM교 교각의 내진성능을 평가하기 위하여 경간장 60m,

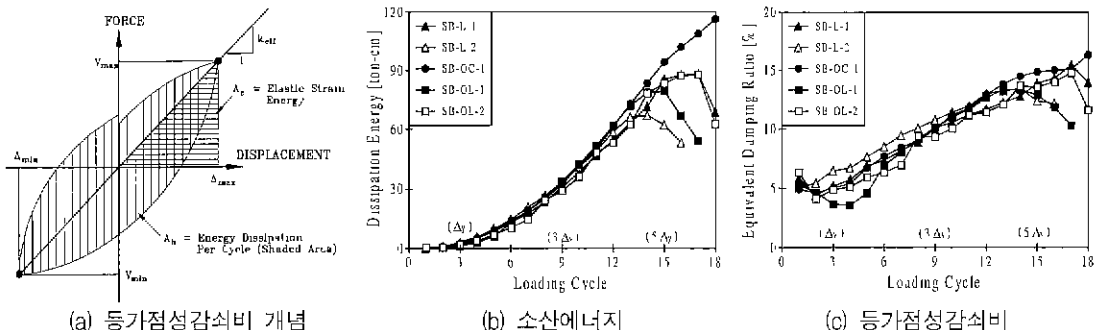


그림 13 축소모형 시험체의 소산에너지 및 등가점성감쇠비

상부구조 단위중량 27.5tonf/m인 실제교량 중 4경간 연속교로 구성된 MBR13(교각높이 17.665m, aspect ratio 4.4, 작용축력 2300tonf) 교량과 7경간 연속교로 구성된 MBR3(교각높이 22.262m, aspect ratio 5.6, 작용축력 2383tonf) 교량을 평가대상 모델로 선정하여 비선형해석에 의한 실제교각의 하중-변위 곡선을 공급역량스펙트럼으로 변환한 후 소요역량스펙트럼(내진 I등급, 지진구역 I, 지반종류 Sc, 5% damping)에 대한 내진성능을 평가하였다. 축소모형실험에서 철근상세에 따른 뚜렷한 연성감소가 관찰되지 않았으므로, 실제교각의 비선형해석시 식 (7)에 의해서 계산된 구속콘크리트의 극한변형률과 종방향철근 파단시의 콘크리트 압축연단변형률 중 작은 값을 기준으로 극한상태를 정의하였다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \epsilon_{su} \frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \quad (7)$$

여기서,  $\rho_s$ 는 횡방향철근체적비,  $\epsilon_{su}$ 는 최대인장응력에 해당하는 철근의 변형률,  $f_{yh}$ 는 횡방향철근의 항복강도,  $f'_{cc}$ 는 구속콘크리트 강도를 나타낸다. 그림 14는 평가대상 모델의 역량스펙트럼법에 의한 내진성능 평가결과를 나타낸 것으로서 MBR3과 MBR13 교량 모두 공급역량곡선이 소요역량곡선을 상회하는 결과를 나타내므로 기능수행 및 붕괴방지 수준 모두에 대해서 안전측인 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다. 그림 15는 실제교각의 비선형해석에

의한 하중-변위 관계를 이용하여 소요역량스펙트럼(내진 I등급, 지진구역 I, 지반종류 Sc, 5% damping)의 변화에 대한 성능점(performance point)을 찾아 하중단계별 내진성능을 도식화한 것으로서, 기대 이상의 내진성능을 발휘할 수 있을 것으로 판단된다. 그림 14 및 15에서 나타내고 있듯이 구조물 자체의 5% 감쇠비에 대한 소요역량스펙트럼의 경우에도 기능수행 및 붕괴방지 수준 모두 만족하는 결과를 나타내고 있으므로 실제 실험치에 의한 감쇠비를 고려할 경우 더욱 안전측인 결과를 제공할 것이다.

## 6. 결 론

본 연구는 철근상세의 문제로 인하여 내진성능의 문제점이 제기되었던 서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가를 위한 축소모형실험 결과로서 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

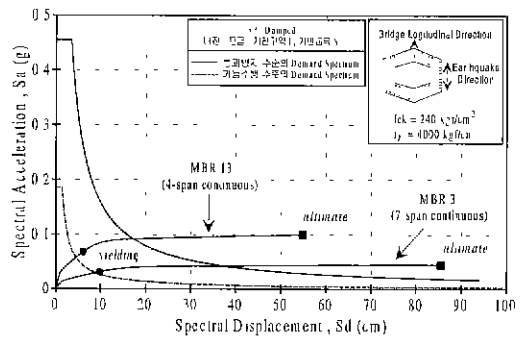
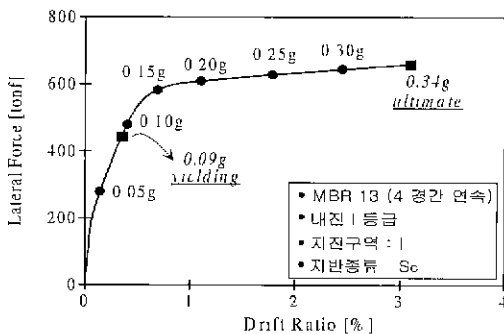
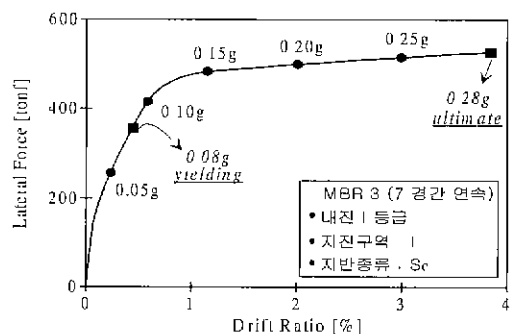


그림 14 역량스펙트럼법에 의한 내진성능 평가



(a) MBR 13 교량의 내진성능



(b) MBR 3 교량의 내진성능

그림 15 서해대교 PSM교 교각의 하중단계별 내진성능 평가

- 1) 축소모형 시험체의 파괴는, 콘크리트 표면부터 진행된 피복의 스펀링이 현저하게 발생된 후 동시에 종방향 압축철근의 좌굴 및 종방향 인장철근의 파단으로 최종 파괴에 이르렀다. 종방향철근의 겹침이음은 균열발생 위치에 대하여는 영향을 주지만, 종방향철근이 파단되어 파괴에 이르기까지 전체적인 거동에는 큰 영향이 없다고 판단된다.
- 2) 시험체의 콘크리트 커버 스펀링시의 변형률은 0.006~0.016으로서 ACI의 콘크리트 압축연단의 극한변형률 0.003 보다 현저하게 큰 값을 나타내었다.
- 3) 철근콘크리트 기둥의 비선형해석에 의한 하중-변위 곡선은 휨과 종방향철근의 슬립 및 전단변형을 모두 고려한 해석치가 실험결과에 근접한 결과를 나타내며 철근의 변형경화를 고려한 경우가 그렇지 않은 경우에 비하여 실험치에 더 근접하는 결과를 나타내었다.
- 4) 축소모형 시험체의 변위연성계수는 초기 소성힌지가 시공이음면과 기둥 하단부에 발생하는 시험체의 경우 5.5 이상, 초기 소성힌지가 시공이음면에만 발생하는 시험체의 경우 3.6 이상의 값을 나타내었다. 이러한 결과는 서해대교 PSM교 교각이 내진거동에 불리한 철근상세를 가지고 있더라도 예상보다 큰 연성능력을 발휘할 수 있다고 판단된다.
- 5) 축소모형 시험체의 유효강성 분석결과, 전단면강성에 대한 시험체의 유효강성 실측값의 비는 0.10~0.18의 분포를 나타내며, 비선형 해석에 의한 실제 교각의 유효강성비는 종방향철근의 슬립에 의한 크기효과에 따라 0.31의 값을 나타내었다.
- 6) 역광스펙트럼법에 의한 내진성능 평가결과 평가대상 모델에 대하여 기능수행 및 붕괴방지수준 모두 안전측인 결과를 나타내었다.

### 감사의 글

본 연구는 한국지진공학회의 서해대교 PSM교 교각의 내진성능평가에 관한 연구의 일환으

로 수행되었으며 한국도로공사 서해대교 건설사업소의 지원에 깊은 감사의 뜻을 전합니다. 아울러, 축소모형 실험을 위해 일부 실험장비를 제공해 주신 VSL Korea사에 감사의 뜻을 전합니다.

### 참고 문헌

1. 건설교통부, 대한토목학회, 도로교표준시방서, 1996.
2. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 16-th edition, Washington, D.C., USA, 1995.
3. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*, ACI 318-95, ACI 318R-95, American Concrete Institute, Detroit, 1995.
4. ATC 32, "Improved seismic design criteria for California bridges : provisional recommendations," *Applied Technology Council*, California, USA, 1996.
5. Eurocode 8 Part 2, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures-Bridges*, European Committee for Standardization, 1996.
6. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 114, No. 8, 1988. 8, pp. 1804-1826.
7. Okamura and Maekawa, *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Japan, 1991.
8. Nadim, I. W. et al., "Seismic performance of rectangular bridge columns with moderate confinement," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 2, 1999. 3-4, pp. 248-258.
9. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1975.

10. Collins, M. P., Mitchell, D., and MacGregor, J. G., "Structural design consideration for high-strength concrete," *Concrete International, ACI*, Vol. 15, 1993. 3, pp. 27-34.
11. Sheikh, S. A. and Houry, S. S., "Confined concrete columns with stubs," *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 4, 1993. 7-8, pp. 414-431.
12. Sheikh, S. A. and Yeh, C. C., "Tied concrete columns under axial load and flexure," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 116, No. 10, 1990. 10, pp. 2780-2800.
13. Penelis, G. G. and Kappos, A. J., *Earthquake-Resistant Concrete Structures*, E & FN SPON, 1997.
14. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.
15. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1992.
16. ATC 40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1," *Applied Technology Council*, California, USA, 1996.