

# 에너지 소산장치를 장착한 사장교의 지진 취약도 해석

## Seismic Fragility Analysis of a Cable-stayed Bridge with Energy Dissipation Devices

김동석<sup>1)</sup> · 최현석<sup>2)</sup> · 박원석<sup>3)</sup> · 고현무<sup>4)</sup>

Kim, Dong-Seok · Choi, Hyun-Sok · Park, Won-Suk · Koh, Hyun-Moo

**국문 요약 >>** 이 논문에서는 에너지 소산장치가 장착된 사장교의 지진 취약도 해석 방법을 제시하고 에너지 소산장치의 장착 및 주탑-보강형 연결 조건에 따른 지진 취약도 변화를 살펴본다. 입력지반운동, 에너지 소산장치 특성값 및 사장교 강성 모형에 확률 변수를 도입하여 불확실성을 고려하고 에너지 소산장치의 비선형 이력거동을 고려하여 시간이력 해석을 수행한다. 해석결과와 회귀분석을 통한 최대 응답과 입력지반운동 세기(intensity) 사이의 관계식으로부터 취약도 해석을 위한 소요 역량(demand)을 수립한다. 역량(capacity)에 해당하는 한계상태는 주탑 하부의 전단력, 보강형의 교축방향 변위, 케이블 장력의 변동량 그리고 강주탑의 좌굴이 고려된다. 해석 예제로서 강주탑 사장교인 제 2 진도대교 모형에 대하여 취약도 해석을 수행하였다. 취약도 해석결과 에너지 소산장치의 사용을 통하여 구속 또는 비구속 연결조건시 높은 손상확률을 보이던 한계상태에 대하여 그 손상확률을 크게 줄일 수 있음을 확인하였다.

**주요어** 사장교, 지진취약도, 에너지소산장치

**ABSTRACT >>** This paper presents a seismic fragility analysis method for a cable-stayed bridge with energy dissipation devices. Model uncertainties represented by random variables include input ground motions, characteristics of energy dissipation devices and the stiffness of cable-stayed bridge. Using linear regression, we established demand models for the fragility analysis from the relationship between maximum responses and the intensity of input ground motions. For capacity models, we considered the moment and shear force of the main tower, longitudinal displacement of the girder, deviation of the stay cables tension and the local buckling of the main steel tower as the limit states for cable-stayed bridge. As a numerical example, fragility analysis results for the 2nd Jindo bridge are presented. The effect of energy dissipation devices is also briefly discussed.

**Key words** cable-stayed bridges, seismic fragility analysis, energy dissipation devices

### 1. 서론

최근 확률론적 해석 및 설계기술의 발전에 따라, 하중 및 구조물의 불확실성을 정량적으로 설계에 반영하는 방법이 개발되어 적용되고 있다. 하중저항계수설계법(LRFD)<sup>(1)</sup>, 성능기반설계(Performance Based Design)<sup>(2,3)</sup>, 생애주기비용(Life Cycle Cost)해석 및 설계방법<sup>(4,5)</sup> 등은 모두 확률론적 방법에 기초한 합리적 설계 방법의 예라고 할 수 있다.

이러한 설계 방법의 중요 요소로서, 상시 작용하는 하중은 아니지만 지진이나 강풍과 같이 구조물의 안정성과 기능성에 심각한 영향을 끼치는 하중에 대해서도 확률론적 방법을 적용하여 합리적으로 구조물을 해석, 설계하기 위한 노력이 계속되어 왔다. 특히 지진하중에 대해서는 입력지반운동에 따른 구조물의 피해 정도를 확률적으로 정량화 할 수 있는 지진 취약도 해석(Seismic Fragility Analysis) 방법이 매우 유용한 방법으로 널리 알려져 있다.<sup>(6-11)</sup>

일반 교량 구조물의 경우, 지진 하중을 주로 담당하는 교각의 동적 거동<sup>(12)</sup> 및 손상 해석<sup>(13)</sup>, 취약도 해석 등이 매우 광범위하고 활발하게 이루어지고 있다. 그러나, 사장교와 현수교와 같은 장대 교량의 경우에는 사회 경제적 중요성에 따른 지진 취약도 해석의 필요성에도 불구하고 이와 관련한 연구 성과가 그리 많지 않다. 이는, 장대교량의 지진하중에

1) 서울대학교 지구환경시스템공학부 박사과정

2) 서울대학교 지구환경시스템공학부 석사

3) 서울대학교 교량설계핵심기술연구단 선임연구원, 공학박사  
(대표저자: wpark@sel.snu.ac.kr)

4) 정회원·서울대학교 지구환경시스템공학부 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2006년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

대한 설계 시 주요 부위는 손상이나 연성거동을 허용하지 않게끔 보수적으로 설계가 이루어지게 되므로 손상 정도에 따른 지진 취약도 해석이 잘 이루어지지 않고, 또한 일반 교량의 경우는 비교적 단순한 형상의 교각에만 손상이 집중되어 실험과 해석을 통한 손상 거동, 파괴 모드 등의 파악이 비교적 용이한 반면, 대규모의 장대 교량 구조물은 아직까지 정밀한 손상 거동이나 파괴 모드 등에 대해서는 알려진 바가 거의 없기 때문이다.

이와 같은 장대 교량의 보수적인 설계 개념과 해석의 어려움 등으로 인해 일반 교량이나 구조물의 지진 취약도 해석이 손상 정도에 따라 단계별로 이루어지는 것과 달리, 장대 교량의 지진 취약도 해석에서는 손상 발생 여부에 대한 가능성에 일차적인 관심을 기울이는 것이 더 의미가 있다. 이와 같은 이유로 장대 교량의 생애 주기 비용에 대한 연구에서도 손상의 발생을 파손이라고 가정하여 산출한 파손확률을 이용한 바가 있다.<sup>(4)</sup> 그리고 가능하면 주탑이나 거더 등의 주부재에 손상이 발생하지 않도록 하는 보수적인 설계 개념에 따라 내진성능을 확보하기 위해 에너지 소산 장치를 적용하는 사례가 증가하고 있으며 이에 따라 장대 교량에 적용할 수 있는 다양한 에너지 소산장치에 대한 연구가 폭넓게 이루어지고 있다.<sup>(14,15)</sup> 따라서 장대 교량의 지진 취약도 해석에서도 이러한 에너지 소산장치의 거동을 고려할 필요가 있다.

이 논문에서는 이러한 장대교량의 설계 및 해석 특성과 에너지 소산장치의 비선형 이력거동을 고려한 사장교의 지진 취약도 해석 방법을 제시한다. 그리고 에너지 소산 장치의 장착여부에 따른 지진 취약도의 변화를 살펴본다. 이를 위해 2장에서는 제시한 지진 취약도 해석 방법 및 절차를 설명하고 3장에서는 취약도 해석에 사용된 입력 지반 운동, 에너지 소산 장치 및 사장교 구조물 특성 값의 불확실성을 고려하기 위한 확률 변수(random variables) 모델링 방법을 제시한다. 그리고 4장에서는 에너지 소산 장치의 비선형 시

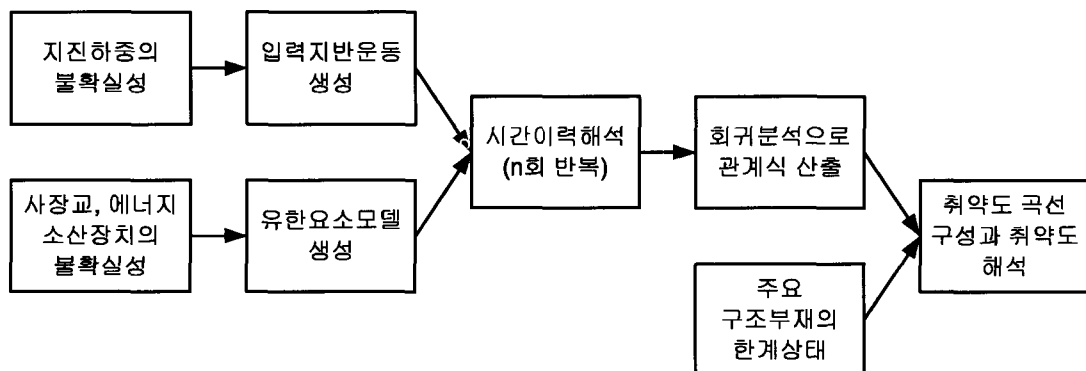
간 이력 거동이 포함된 사장교의 응답 확률 분포로부터 한계 상태를 초과하는 확률을 구하여 취약도 곡선을 구성한다. 이 때 한계 상태로는 주탑 하부의 전단력, 거더의 수평 변위, 케이블 장력의 변동량 그리고 강주탑의 좌굴이 고려된다. 5장에서는 해석 예제로서 제 2 진도대교에 대하여 지진 취약도 해석을 수행하고 그 결과를 분석한다.

## 2. 취약도 해석 방법 및 절차

취약도 해석은 일반적으로 외부 하중에 대한 구조물의 취약도 곡선을 구성하는 것을 의미한다. 이러한 취약도 곡선은 주어진 하중에 대해 기대되는 구조물의 성능에 대한 정보(파손 확률)를 제공하고 설계자들이 쉽게 이해할 수 있는 간단한 그래프로 표현되기 때문에 외부 하중에 대한 구조물의 확률론적인 성능 해석을 수행하는데 널리 사용되고 있다. 여기서 고려되는 하중이나 구조물의 불확실성은 결과적으로 저항력 및 응답의 확률 분포로 표현될 수 있으며, 한계 상태를 초과하는 확률, 즉 파손 확률은 해석적 방법이나 시뮬레이션 방법 등의 신뢰성 해석에 의해 구한다.

이 연구에서는 복잡한 시스템에 대하여 비교적 적은 수의 해석 결과로 취약도 곡선을 구성할 수 있는 장점이 있는, 샘플링 방법에 의한 최대 응답 확률 분포 추정법을 사용하였다.<sup>(6)</sup> 이 방법은 응답의 확률 분포를 가정하고 회귀 분석을 통하여 확률 분포 모형을 추출함으로써, 자유도가 많고 복잡한 구조물의 동적 해석을 포함한 해석에 적용이 용이하고, 특히 에너지 소산 장치와 같은 이력 거동을 하는 비선형 요소가 포함된 경우에도 파손 확률을 비교적 정확하게 추정할 수 있는 것으로 알려져 있다.

그림 1은 이 연구에서 제시한 지진 취약도 해석의 절차를 개략적으로 나타낸 것이다. 하중과 저항 양쪽에서 모두 불확실성을 고려하였으며, 지진 하중의 최대지반가속도(PGA)에 대한 응답의 관계식을 회귀분석을 통하여 구하고



〈그림 1〉 지진취약도 해석방법의 절차

이를 이용하여 취약도 곡선을 구성하는 방법을 사용한다. 하중에서는 지반조건, 강진 지속시간, 최대지반가속도(PGA)의 불확실성을 고려하여 생성된 입력지반운동을 사용하였으며 저항에서는 사장교와 에너지 소산장치의 강성 및 항복 변위에 불확실성을 고려하여 유한요소모델을 생성하였다. 이와 같이 불확실성이 고려된 해석 모델과 입력지반운동으로부터 필요한 샘플의 횟수만큼 비선형 시간이력해석을 수행한다. 이 때 얻어진 응답의 결과를 가지고 회귀분석을 통하여 입력지반운동의 최대지반가속도(PGA)에 대한 응답의 관계식을 산출한다. 산출된 관계식과 사장 케이블과 보강형 및 주탑 등 주요 구조 부재에 대해 정의된 한계 상태를 이용하여 동적응답이 한계 상태를 초과할 파괴 확률을 최대 지반 가속도(PGA)에 대해 구함으로써 취약도 곡선을 구성한다. 구성된 취약도 곡선은 입력지반운동의 크기에 따라 한계 상태로 표현되는 사장교의 각 주요 부재의 손상이 발생할 가능성을 나타낸다. 다음의 3장과 4장에서는 불확실성을 표현하는 확률변수 모델과 취약도 해석 방법에 대해 자세히 설명하도록 하겠다.

### 3. 하중/저항의 확률변수 모델

#### 3.1 입력지반운동 모델

확률론적인 해석에서 입력지반운동 모델은 스펙트럼 밀도 함수 형태로 주어지거나 많은 수의 시간 이력으로 주어진다. 시간 이력의 경우는 다시 역사 지진을 그대로 사용하거나 scale을 조정하여 사용하는 방법과 인공 지진파를 생성하는 방법이 있다. 이 연구에서는 스펙트럼 밀도 함수와 지진 강도의 시간 변화를 나타내는 포락 곡선(envelope function)으로부터 설계 응답 스펙트럼에 상응하는 가속도 시간 이력을 생성하는 방법을 사용한다.<sup>(16-18)</sup> 또한 지반 운동의 확률적 특성을 나타내는 인공 지진파를 생성하기 위하여, 최대 지반 가속도(PGA) 및 강진 지속 시간에 대한 불

확실성을 고려한 인공 지진파를 생성하였다.<sup>(19,20)</sup> 지반조건에 대해서는 구조물 설계시에 지반 조건이 결정되는 것을 고려하여 확률 변수를 도입하지 않고, 스펙트럼 밀도함수를 통하여 지반조건에 대한 영향이 고려될 수 있도록 하였다. 이 연구에서는 국내 도로교 설계기준의 내진설계편(2005)에 제시된 지반조건에 따른 설계응답 스펙트럼을 사용하였다.

인공지진파는 설계응답 스펙트럼에 상응하는 스펙트럼 밀도함수를 먼저 생성하고<sup>(18)</sup>, 생성된 스펙트럼 밀도함수로부터 스펙트럼 표현법<sup>(19)</sup>을 이용하여 다수의 시간이력을 생성함으로써 얻어진다. 이 때 생성된 시간이력은 최대지반가속도(PGA)가 1g가 되도록 한다. 이렇게 생성된 시간이력에 그림 2와 같이 강진 지속시간이 각각 4초, 6초, 8초, 10초, 12초와 14초인 6개의 포락곡선 중에서 임의의 포락곡선을 선택하여 곱함으로써 강진 지속시간에 대한 불확실성을 고려한다. 그리고 마지막으로 0.05g에서부터 0.55g의 값 중에서 임의의 최대지반가속도(PGA)를 선택하여 곱함으로써 최대지반가속도(PGA)에 대한 불확실성을 고려하게 된다. 포락곡선과 최대지반가속도(PGA)의 임의 선택에서는 회귀 분석 과정에 적합하도록 샘플들이 한쪽으로 치우쳐서 선택되지 않도록 하였다.

그림 2에 표시된 포락 곡선식은 식 (1)과 같이 구간별로 주어진다.<sup>(21)</sup>

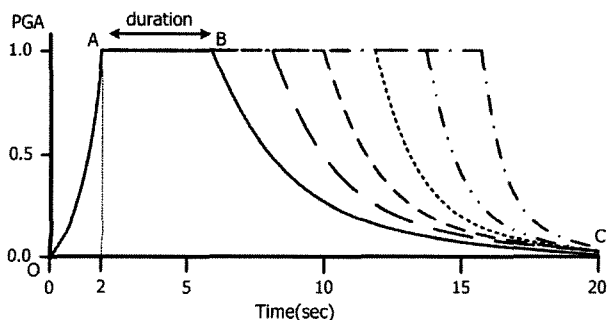
$$\begin{aligned} OA : ENV(t) &= t^2/4 \\ AB : ENV(t) &= 1.0 \\ BC : ENV(t) &= \exp[\alpha(t-\beta)] \end{aligned} \quad (1)$$

여기서  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 시간에 대한 변수  $t$ 의 계수로서 강진지속시간에 따라  $\alpha$ 는 -0.153, -0.178, -0.214, -0.267, -0.356, -0.534를,  $\beta$ 는 6, 8, 10, 12, 14, 16 값을 각각 사용하였다.

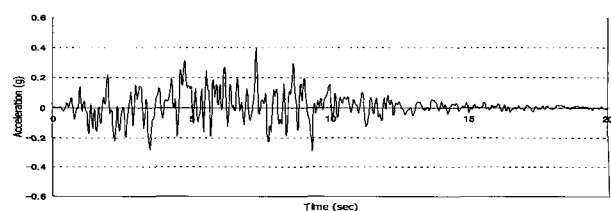
아래 그림 3에 최종 생성된 임의의 인공 지진파의 가속도 시간이력 예를 나타내었다.

#### 3.2 사장교 모델

구조부재의 경우 일반적으로 제작·시공 오차 및 재료 물

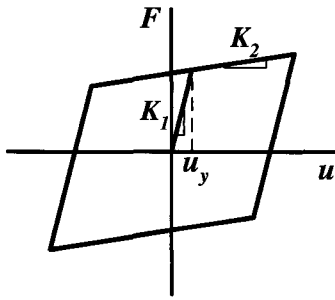


〈그림 2〉 포락곡선 모형



〈그림 3〉 인공지진파 가속도 시간이력 예(지반조건이 1, 지속시간 8초, PGA 0.4g)





(그림 5) 에너지 소산 장치의 이중 선형 모델

로 낮은 제작오차를 가질 것으로 기대되기 때문에, 사용된 확률변수의 변동계수(C.O.V.)는 사장교 모델에 사용된 값보다는 낮은 값으로 가정하는 것이 일반적이다.

#### 4. 지진 취약도 해석

사장교의 지진 취약도 해석시 손상 혹은 파괴확률을 구하기 위해서는, 사장교의 응답의 소요역량(demand)과 역량(capacity)의 확률 분포를 알아야 한다. 이 논문에서는 사장교 주요 부위의 손상 혹은 파괴를 고려한 한계상태를 정의하여 역량 확률 분포를 정의하고, 시간이력해석 결과의 회귀분석을 통해 최대 응답과 입력 지반 운동 세기(intensity) 사이의 관계식을 구하여 취약도 해석을 수행한다.

##### 4.1 사장교의 한계상태

서론에서 언급한 바와 같이 사장교의 극한 동적 거동이나 지진시 파괴 모드에 대해서는 자세히 알려져 있지 않으나, 일반적으로 사장교의 지진하중에 대해 취약한 부분은 주탑 하부, 주탑과 보강형의 연결부, 케이블, 교대나 인접교량의 연결부 등을 들 수 있다. 이 중 주탑과 보강형의 연결부와 교대 또는 인접교량과의 연결부에서의 손상은 주로 보강형의 교축방향 변위에 의해 발생하므로 보강형의 교축방향 변위를 한계상태로 정의함으로써 각 연결부에서의 손상을 고려할 수 있다. 사장 케이블의 인장력의 경우 상시에는 인장강도의 40~50%의 장력이 작용하도록 설계하고 있기 때문에 지진시에도 케이블 자체의 손상은 크게 발생하지 않을 것으로 판단된다. 그러나 케이블 장력의 큰 변동은 주탑과 보강형의 손상을 야기할 수 있으므로 케이블 장력의 변동량을 한계상태로 고려하였다. 그리고 마지막으로 주탑과 보강형의 모든 관성력이 주탑 하단부로 전달되므로 주탑 하단부의 전단력과 모멘트를 한계상태로 고려하였다. 그리고 강주탑인 경우는 국부좌굴에 대한 검토가 필요하여 강주탑 하부에서의 모멘트를 추가로 한계상태로 정의하였다.<sup>(22)</sup> 이

〈표 1〉 사장교의 한계상태

한계상태 물리량	파괴 모드
보강형의 교축방향 변위	주탑과 보강형의 연결부 손상 교대 또는 인접교량과의 연결부 손상
케이블 장력의 변동량	보강형의 Unseating 주탑과 보강형의 케이블 장착부 손상
주탑 하부의 전단력과 모멘트	주탑의 전단파괴와 소성거동
강주탑 하부의 모멘트	강주탑의 국부좌굴

연구에서 정의한 사장교의 지진시 한계상태 및 한계상태가 표현하는 손상 혹은 파괴모드에 대해 표 1에 간략히 정리하였다. 정의된 한계 상태값은 파손 확률을 구하기 위한 신뢰도 해석의 한계상태함수(limit state function)에서 확률 변수로 정의되는 역량(capacity)의 평균값으로 사용된다.

##### 4.2 시간이력 해석결과와 회귀분석을 통한 최대응답-지진동 세기 관계식 추정

사장교 지진 취약도 해석을 위해서는 4.1에서 정의된 한계 상태 물리량 응답으로 주어지는 소요 역량과 PGA 등으로 나타낼 수 있는 입력 지진동의 세기(intensity measure)와의 관계식이 필요하다. 이 연구에서는 3장에서 정의된 불확실성 모형을 사용하여 샘플링한 해석 모델 및 입력지반운동을 사용한 비선형 시간이력 해석결과를 회귀 분석하여 지진동 세기-최대응답 관계식을 구한다. 불확실성을 고려할 수 있으면서도 비교적 작은 수의 해석 횟수만으로 관계식을 구할 수 있는 샘플링 결과의 회귀분석 방법을 사용하였다. 모델링한 확률 분포에 따라 각 확률 변수를 샘플링하여, 총 100가지 조합의 입력 지반 운동 및 해석 모형에 대한 비선형 시간 이력 해석을 수행하여 각각의 경우에 대한 최대 보강형 변위, 케이블 장력의 최대 변동량, 주탑의 최대 전단력 및 모멘트, 강주탑 하부의 최대 모멘트 등을 구한다. 이같이 구한 동적응답의 최대값은 각각 가로축이 PGA 값이고 세로축이 각 응답을 나타내는 대수정규 좌표축에 하나의 점으로 표현될 수 있으며, 모든 샘플에 대해 이 같은 작업을 반복하면 대수정규 좌표평면에서 최대 응답들의 분포를 표현할 수 있다.<sup>(6,11)</sup> 이 값들로부터 회귀분석을 통하여 식 (3)과 같이 지진동 세기 - 최대 응답 사이의 대수 선형 관계식을 구한다.

$$\ln(s_d) = a \ln(x) + b \quad (3)$$

여기서  $a$ 와  $b$ 는 회귀분석을 통하여 얻어지는 계수이고,  $S_d$ 와  $x$ 는 각각 구조물최대 응답과 입력 지반 운동의 PGA 값을 나타낸다.

그림 6, 7에는 이 같은 방법으로 PGA에 대한 수평변위와 PGA에 대한 강재주탑 모멘트의 대수 선형 관계식을 구하는 예를 나타내었다. 모두 100개의 해석 값으로부터 관계식을 구하였으며, 회귀분석 결과 결정계수( $R^2$ ) 값이 각각 0.8231, 0.8628로서, 대수 선형 관계식을 잘 따르고 있음을 알 수 있다.

얻어진 관계식으로부터 구한 최대응답 값들은, 각 PGA 값에 대한 취약도 해석에서 소요 역량 확률분포의 대표 값으로 사용된다.

### 4.3 지진취약도 곡선

지진 취약도 곡선은 각 입력지진동 세기에 대한 손상(파괴) 확률을 구함으로써 얻어진다. 일정한 입력지진동 세기에 대한 손상 확률은 구조물의 최대응답으로 표현되는 소요 역량(demand)이 한계상태 값으로 표현되는 역량(capacity)을 초과할 확률로써 표현되며, 소요 역량 및 구조물 역량이 서로 독립인 대수정규분포를 따른다고 할 때 한계상태를 초과하는 구조물의 손상확률 또는 파손확률은 식 (4)의 표준대

수정규분포의 누적확률밀도함수로부터 구할 수 있다.

$$P_f = P\left[\frac{S_d}{S_c} \geq 1\right] = \Phi\left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right] \quad (4)$$

여기서  $\Phi[\cdot]$ 는 표준정규분포의 누적확률밀도함수이며  $S_c$ 는 정의된 한계상태 값이고,  $\beta_d$ 와  $\beta_c$ 는 각각 구조물의 최대 응답과 한계상태 로그값의 표준편차를 의미한다. 이 연구에서는 각각의 표준편차를 구하거나 정의하지 않고  $\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}$  값에 대해 HAZUS 97에서 제안하고 있는 0.6 값을 사용하였다.<sup>(23)</sup>

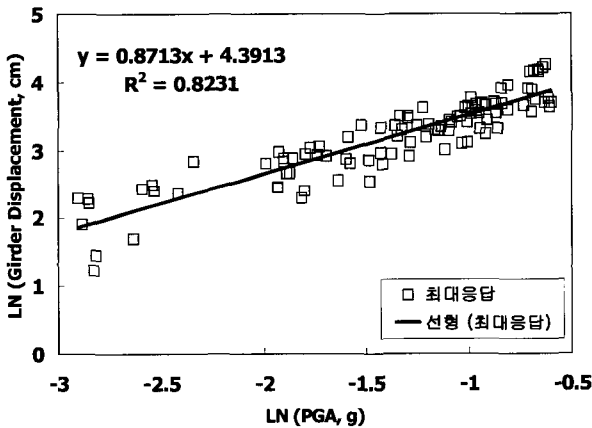
각 한계상태에 대한 취약도 곡선은 식 (3)에서 구한 최대응답 -PGA 관계식과 식 (4)로부터 각 PGA에대한 파손확률을 구하여 도시함으로써 쉽게 구할 수 있다. 그림 8에 사장교 주탑 하부 모멘트에 대한 취약도 곡선의 한 예를 나타내었다.

## 5. 지진 취약도 해석 예제

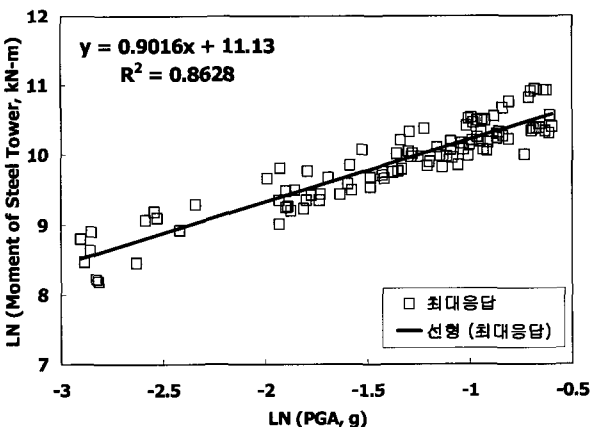
### 5.1 대상 교량

최근 완공된 국내 사장교인 제 2 진도대교를 대상으로 지진 취약도 해석을 수행하였다. 제 2 진도대교는 전남 해남과 진도를 연결하는 연육교로서 1983년 준공된 진도대교와 같은 형상으로 건설되었다. 중앙경간과 측경간이 각각 344m와 70m인 3경간 연속 강사장교이다. A형 강재주탑은 높이가 교각으로부터 69m이고, 교각은 콘크리트를 사용하였다. 보강형은 강상자형 단면을 사용하고, 총 60개의 케이블로 지지된다. 그리고, 주탑과 보강형의 연결부에는 연직반력 및 수평력에 탄성적으로 저항하도록 지점당 2조의 탄성고무 받침이 사용되었다.

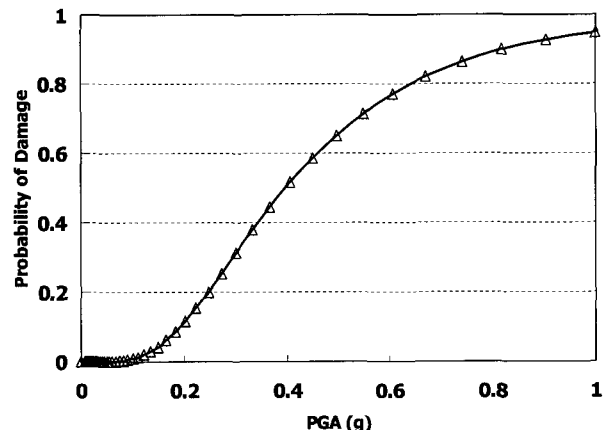
지진취약도 해석을 위한 유한요소 모델은 주탑과 보강형



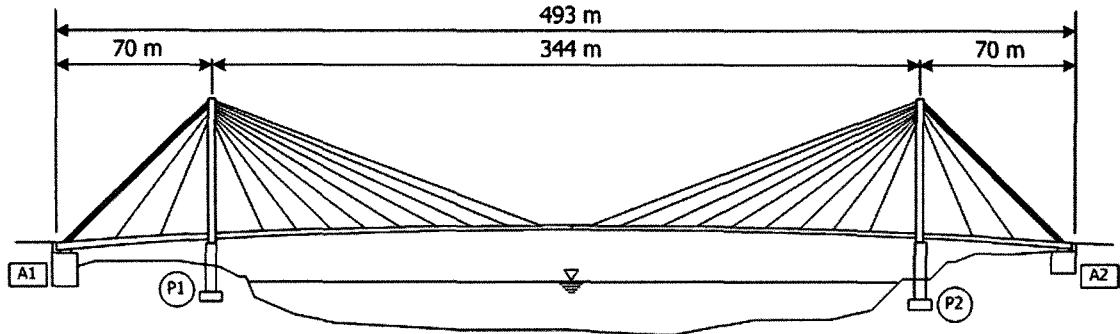
〈그림 6〉 교축방향 최대 변위응답의 선형회귀분석(에너지 소산장치)



〈그림 7〉 강재주탑 최대 모멘트 응답의 선형회귀분석(에너지 소산장치)



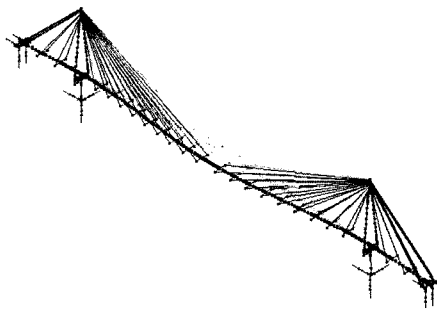
〈그림 8〉 주탑 하부 모멘트의 지진 취약도 곡선



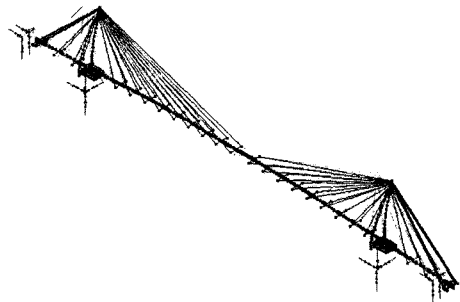
〈그림 9〉 제 2 진도대교

〈표 2〉 원 모델과 축소 모델의 고유 진동수(Hz) 비교

	1차	2차	3차	4차	5차	6차	7차	8차	9차	10차
원 모델	0.421	0.469	0.546	0.803	1.172	1.247	1.317	1.349	1.663	1.956
축소 모델	0.421	0.469	0.546	0.803	1.172	1.247	1.318	1.350	1.664	1.957



(a) 1차 모드(교축직각방향)



(b) 2차 모드(교축방향)

〈그림 10〉 제 2 진도대교의 대표적인 모드형상

은 총 729개의 보 요소를 사용하고, 사장케이블은 60개의 케이블 요소를 사용하여 모델링 되었다. 이 모델의 질량 및 강성행렬은 사하중에 대한 비선형 정적해석을 통해 추출되었다. 이와 같이 구성된 5250개 자유도의 질량행렬 및 강성행렬은 효율적인 동해석을 위해 정적응축(static condensation) 방법을 적용하여 560개의 자유도를 갖도록 재구성되었다. 감쇠행렬은 각 모드에 대한 감쇠비를 3%로 가정하여 구성하였다.

정적응축 방법에 의해 축소된 모델이 제 2 진도대교의 거동을 잘 표현하는지 검증하기 위해 5250개의 자유도를 갖는 유한요소 원 모델과 저차 10개 모드에 대한 고유진동수를 비교하였으며 그 결과를 표 2에 나타내었다. 비교 결과 정적응축에 의해 축소된 모델과 원 모델의 진동수 차이는 0.1% 미만으로 정적응축에 의해 축소된 모델이 제 2 진도대교의 거동을 충분히 잘 나타낸다고 할 수 있다. 그림 10은 제 2 진도대교의 1차와 2차 모드형상을 나타낸 것이다.

〈표 3〉 제 2 진도대교에 장착한 에너지 소산 장치의 확률변수

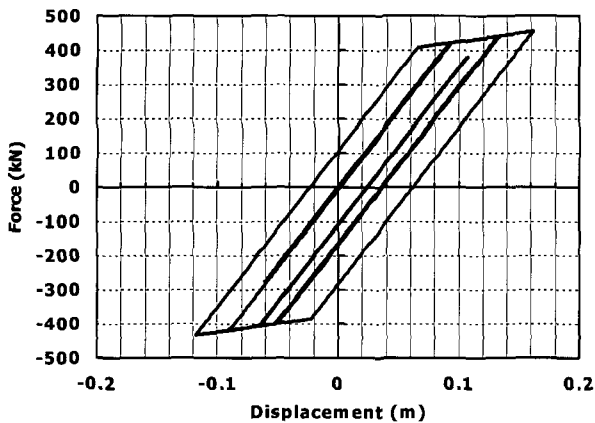
	Distribution	Mean	C.O.V.
$K_1$	Normal	5,000 kN/m	5%
$K_2$	Normal	500 kN/m	5%
$u_y$	Normal	0.1 m	5%

### 5.2 진도대교와 에너지 소산장치의 확률변수 모델

제 2 진도대교의 지진취약도 해석을 수행하기 위하여 3장에서 설명한 방법으로 인공지진파와 교량 및 에너지 소산장치의 확률변수 모델을 구성하였다. 제 2 진도대교는 연암지반에 위치함으로 지반조건 II에 해당하는 스펙트럼 밀도함수를 이용하여 인공지진파를 생성하였다. 교량 구조물의 강성은 식 (2)와 같은 방법으로 요소별 강성에 가중 계수  $\alpha=N(1, 0.1)$ 를 곱하여 재구성된 강성을 사용하였고 주탑과 보강형의 연결부에는 표 3과 같은 확률분포 특성을 갖는 에너지 소산 장치를 장착하였다. 그림 11은 확률분포 특성이 고려된 에너지 소산장치의 이력거동 예를 나타낸 것이다.

〈표 4〉 제 2 진도대교의 한계상태

		한계 상태	비 고
1	보강형 교축방향 변위	0.45 m	교대와 보강형사이의 상대변위
2	내측 케이블 장력	1,170 ~ 3,170 kN	초기장력에서 인장강도의 10%변동
	외측 케이블 장력	1,460 ~ 3,460 kN	
3	주탑 하단부 전단력	80,000 kN	콘크리트 주탑 단면 공칭전단강도
4	주탑 하단부 모멘트	520,000 kN-m	철근의 항복 모멘트
5	강재주탑 하부모멘트	88,290 kN-m	국부좌굴 발생 모멘트



〈그림 11〉 에너지 소산장치의 이력거동  
( $K_1=4,623\text{kN/m}$ ,  $K_2=510\text{kN/m}$ ,  $u_y=0.09\text{m}$ )

### 5.3 한계상태

문도수 등<sup>(22)</sup>이 수행한 연구의 데이터와 결과를 참조하여 탄성받침이 파손 되는 변위를 보강형의 교축방향 변위에 대한 한계상태로 정의하였으며 콘크리트 주탑의 최외측 철근이 항복하기 시작하는 모멘트를 콘크리트 주탑 하단부의 모멘트 한계상태로 정의하였다. 또한 진도대교는 주탑의 상부와 하부가 각각 강재와 콘크리트로 따로 시공되어 있어서 상부 강재주탑의 국부좌굴을 검토할 필요가 있다. 이를 위해 보 요소에서 국부좌굴이 발생하는 모멘트를 강재주탑 하부 모멘트의 한계상태로 정의하였다. 콘크리트 주탑 하단부의 전단력 한계상태는 구조 계산서를 참조하여 주탑 단면의 공칭 전단강도로 정의하였고 케이블 장력에 대한 한계상태는 자중에 의한 초기평형상태의 장력을 기준으로  $\pm 10\%$ 를 한계상태로 정의하였다. 정의된 한계상태의 구체적인 값은 표 4에 정리하였다.

### 5.4 지진취약도 해석결과

5.3에서 정의한 한계상태에 대하여 제 2 진도대교의 지진취약도 해석을 수행하였다. 3.3절에 설명한 ‘구속’, ‘비구속’ 및 ‘에너지 소산 장치’ 등 총 3가지의 서로 다른 주탑과 보강형의 연결조건과 제 2 진도대교의 원설계인 연결부에

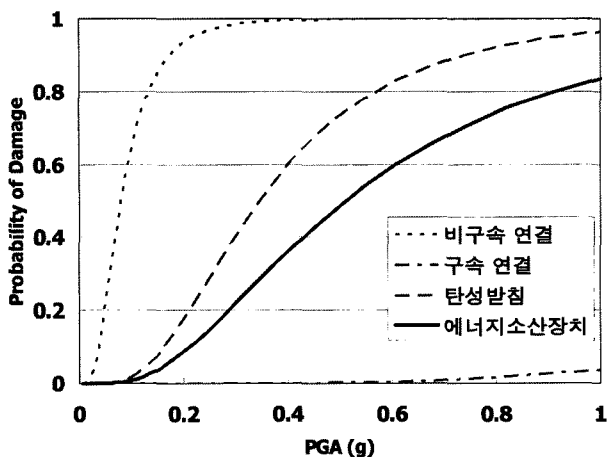
‘탄성받침’이 장착된 경우에 대하여도 지진취약도 해석을 수행하였다. 해석결과로부터 각각의 한계상태에 대한 취약도 곡선을 그림 12에 나타내었다.

보강형의 교축방향 변위에 대한 지진취약도 곡선(그림 12(a))에서는 연결부가 비구속 연결조건인 경우 가장 높은 손상확률을 보이며 구속 연결에서 낮은 손상확률을 갖는 것으로 나타나 일반교량의 연결조건에 따른 거동 특성과 비슷한 결과가 나왔다. 그리고 원설계인 탄성받침의 경우는 제 2 진도대교의 설계지진에 해당하는 0.1g에서는 1.71%의 낮은 손상확률을 가지나 그 이상에서는 손상확률이 빠르게 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 설계 강도 이상의 지진이 왔을 경우 받침의 손상이나 교대와의 충돌 등이 발생할 가능성이 높다는 것을 의미한다. 에너지 소산장치가 장착된 경우는 탄성받침의 경우보다 낮은 손상확률을 가지는 것으로 나타났다. 이는 PGA가 작은 경우에는 비교적 큰 초기강성에 의해서, PGA가 큰 경우는 이력거동으로 인한 감쇠에너지가 증가되었기 때문으로 풀이된다.

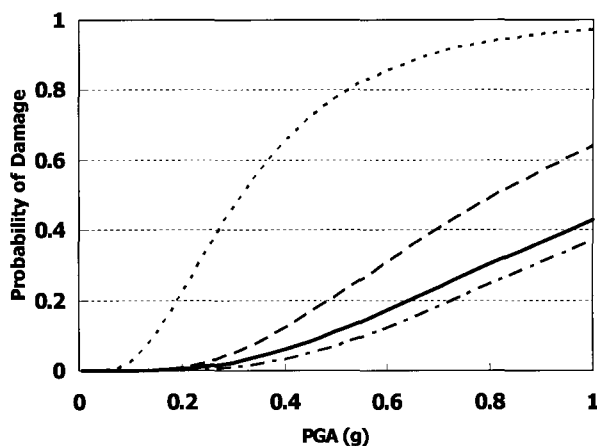
국부좌굴을 검토하기 위한 강주탑 하부 모멘트에 대한 취약도 곡선(그림 12(b))에서 연결부의 연결조건에 대한 손상확률은 교축방향 변위의 취약도 곡선과 동일한 경향을 보이며 손상확률의 크기는 감소하였다. 다만 구속 연결조건일 때의 손상확률은 교축방향 변위의 손상확률에 비해 다소 증가하였다.

콘크리트 주탑의 하단부 전단력과 모멘트에 대한 취약도 곡선(그림 12(c), (d))에서는 앞의 두개의 취약도 곡선과 달리 각 연결조건에 대한 곡선이 상당히 근접해 있는 것을 볼 수 있다. 이것은 콘크리트 주탑 하부의 전단력과 모멘트가 연결조건에 대해서 상대적으로 덜 민감하다는 것을 나타낸다. 그 이유는 상부구조의 관성력이 연결부를 통해서만 교각으로 전달되는 일반교량과 달리 사장교는 케이블을 통해서도 관성력이 전달될 수 있는 구조를 가지고 있기 때문이다. 일반교량에서는 교각과 상부구조가 구속 연결되어 있을 때 상부구조의 관성력이 교각에 전달되어 교각에 큰 전단력과 모멘트가 발생하게 된다. 사장교에서도 구속 연결조건인

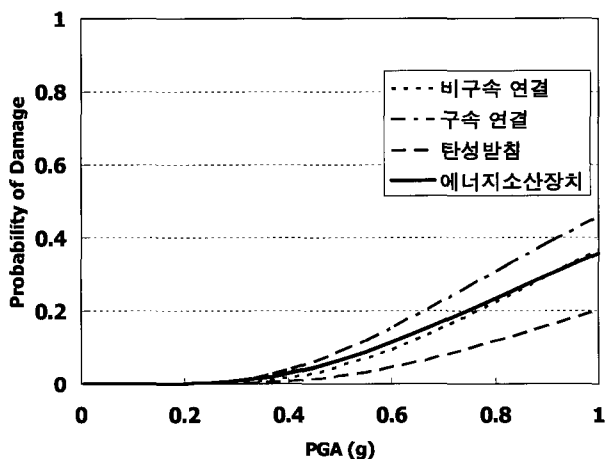




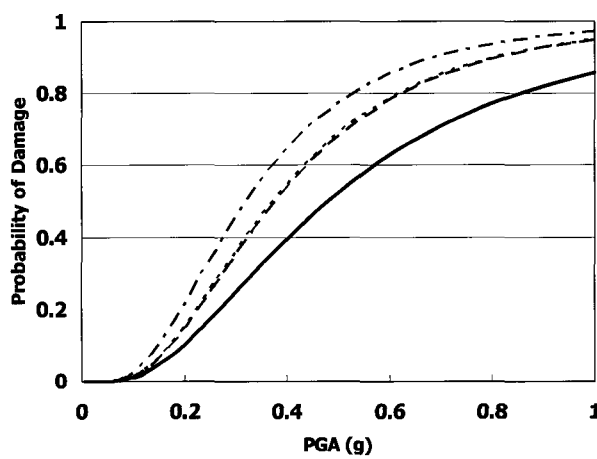
(a) 보강형 교축방향 변위에 대한 지진취약도 곡선



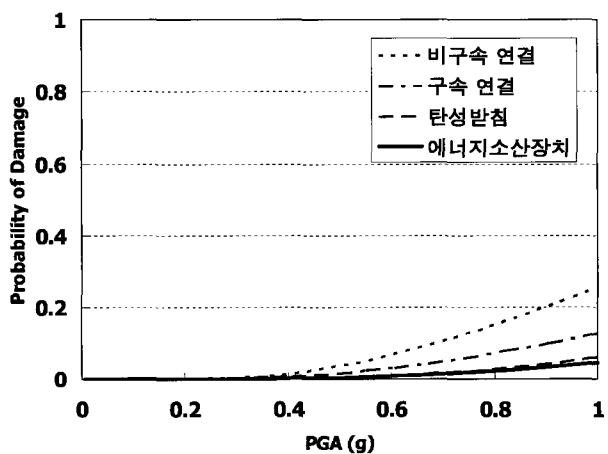
(b) 강재주탑 하부 모멘트에 대한 지진취약도 곡선



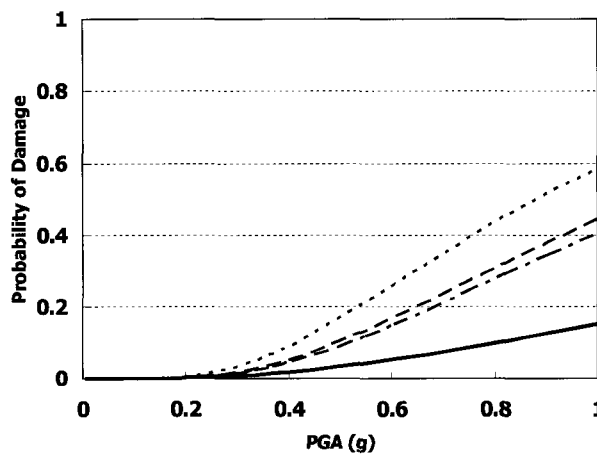
(c) 주탑 하단부 전단력에 대한 지진취약도 곡선



(d) 주탑 하단부 모멘트에 대한 지진취약도 곡선



(e) 장력 변동에 대한 취약도(내측 케이블)



(f) 장력 변동에 대한 취약도(외측 케이블)

〈그림 12〉 제 2 진도대교의 지진취약도 해석

경우 보강형의 관성력이 주탑으로 직접 전달되기 때문에 주탑 하부의 전단력과 모멘트의 손상확률이 높을 것으로 기대되는데 제 2 진도대교에서도 역시 구속연결 조건인 경우에서 가장 큰 손상확률을 보이는 것으로 나타났다. 손상확률

의 크기 측면에서 보면 전단력은 0.6g에서도 제일 큰 구속 조건일 때조차 16.53%의 손상확률을 가지므로 전단에 의한 손상은 미미할 것으로 보이며 모멘트의 경우는 모든 연결조건에 대해서 0.1g까지는 낮은 값을 보이나 그 이후 급

격히 증가하는 손상확률을 보이므로 설계 강도 이상의 지진에 대해서는 콘크리트 주탑의 하단부에서 철근항복으로 인한 소성거동을 보일 가능성이 높다고 할 수 있다.

그림 12(e)와 (f)는 각각 내측, 외측 케이블 장력의 변동에 대한 취약도 곡선을 나타낸 것이다. 제 2 진도대교에서 케이블의 초기장력은 케이블 인장강도의 20-25%정도이므로 케이블이 항복할 수 있는 확률은 거의 0에 가깝다. 따라서 앞의 4.1에서 언급하였듯이 이 한계상태는 케이블 자체의 손상보다는 케이블 장력의 증가로 주탑과 보강형에 있는 케이블 장착부에 손상이 발생한다거나 장력의 소멸로 보강형에 unseating 현상 등이 발생하는 것을 고려한 것이다. 케이블 장력의 변동에 대한 손상확률은 전반적으로 내측 외측 모두 낮은 손상확률을 보이고 있으나 내측 케이블보다는 외측케이블의 장력 변동에 의한 손상확률이 더 크게 나타났다. 내측 케이블의 경우 비구속 연결의 손상확률이 가장 크고 그 다음은 구속연결, 탄성받침, 에너지 소산장치 순으로 나타났지만 외측케이블의 경우는 비구속 연결의 손상확률이 가장 큰 것은 동일하지만 그 다음은 탄성받침, 구속연결, 에너지 소산장치 순으로 그 순서가 바뀌었다. 이는 주탑을 중심으로 양쪽의 케이블 형상이 비대칭이기 때문으로 풀이된다. 진도대교의 지진취약도 해석 결과를 주탑과 보강형의 연결조건에 따라 요약하면 다음과 같다. 먼저 비구속 연결조건인 경우는 교축방향 변위에 대한 손상확률이 가장 크게 나타나고 그 다음이 강주탑 하부의 모멘트, 콘크리트 주탑 하부의 모멘트, 외측 케이블의 장력 변동 순으로 나타난다. 그러나 구속 연결조건에서는 콘크리트 주탑 하부 모멘트의 손상확률이 가장 크게 나타나며 변위에 대한 손상확률과 강주탑 하부 모멘트의 손상확률은 작아지면서 비구속 연결 조건일 때와 trade off가 발생하는 것을 볼 수 있다. 구속 연결조건에서 콘크리트 주탑 하부 모멘트와 강주탑 하부 모멘트의 취약도의 경향이 매우 다르게 나타나는데 그 이유는 보강형과 주탑의 구속연결로 인해 보강형의 관성력이 콘크리트 주탑 하부로 직접 전달되기 때문이다. 즉 비구속 연결의 경우는 보강형의 관성력이 케이블을 통해 주탑에 전달되며 강주탑을 비롯해서 콘크리트 주탑 하부까지 전달된다. 그러나 보강형과 주탑을 구속연결하게 되면 보강형의 관성력이 콘크리트 주탑으로 직접 전달되면서 케이블의 장력에 의한 힘의 전달이 작아지게 되고 이로 인해 보강형과 주탑의 연결부 위쪽에 있는 강주탑은 손상확률이 작아지는 반면 연결부 아래쪽의 콘크리트 주탑은 손상확률이 증가하게 되어 취약도의 경향이 다르게 나타난다.

진도대교의 원설계인 탄성받침을 사용한 경우는 교축방향 변위, 콘크리트 주탑 하부의 모멘트, 강주탑 하부의 모멘

트 순으로 취약한 것으로 나타났으나 설계지진 강도 이하에서 그 손상확률이 작기 때문에 지진에 의한 손상은 미미할 것으로 판단된다. 마지막으로 에너지 소산장치를 사용한 경우에는 교축방향 변위와 콘크리트 주탑 하부의 모멘트에 대해 취약한 것으로 나타났으나 그 손상확률은 다른 연결조건에 비해 상당히 줄어든 것을 확인하였으며, 특히 서로 상충하는 응답인 교축방향 변위와 주탑 하부의 모멘트에 대한 손상확률을 동시에 줄일 수 있는 것을 확인하였다.

## 6. 결론

장대교량의 경우 주탑과 보강형의 연결조건에 따라 그 거동특성이 크게 달라지며 이 부분에 에너지 소산장치를 사용함으로써 내진성능을 확보하고자 하는 사례가 증가하고 있다. 따라서 이러한 에너지 소산장치의 거동을 고려하여 장대 교량의 지진 취약도 해석을 수행할 필요가 있다.

이 논문에서는 에너지 소산장치의 비선형 이력거동을 고려한 사장교의 지진취약도 해석 방법을 제시하고 에너지 소산장치의 장착 및 주탑-보강형 연결 조건에 따른 지진 취약도 변화를 살펴보았다. 입력 지반 운동, 에너지 소산 장치 특성 값 및 사장교 강성 모형에 확률 변수를 도입하여 불확실성을 고려하고 에너지 소산장치의 비선형 이력 거동을 고려하여 시간 이력 해석을 수행하였다. 해석 결과의 회귀분석을 통한 최대 응답과 입력 지반 운동 세기(intensity) 사이의 관계식으로부터 취약도 해석을 위한 소요 역량(demand)을 수립하였으며 역량(capacity)에 해당하는 한계상태는 주탑 하부의 전단력, 거더의 수평변위, 케이블 장력의 변동량 그리고 강주탑의 좌굴이 고려되었다. 이를 위해 해석 예제로서 강주탑 사장교인 제 2 진도대교 모형에 대하여 취약도 해석을 수행하였다.

해석 결과 에너지 소산장치를 사용한 경우 구속 또는 비구속 연결조건시 높은 손상확률을 보이던 한계상태에 대하여 그 손상확률은 크게 줄일 수 있음을 확인하였으며, 특히 서로 상충하는 응답인 교축방향 변위와 주탑 하부의 모멘트에 대한 손상확률을 동시에 줄일 수 있는 것을 확인하였다. 따라서 주탑과 보강형의 연결부에 적절한 에너지 소산장치를 사용한다면 사장교의 내진성능을 향상시킬 수 있을 것으로 판단된다. 그리고 향후 사장교의 내진성능 향상을 위한 에너지 소산장치의 최적화 연구나 다양한 지반조건 및 입력 지반운동의 공간변화를 고려한 연구가 지속적으로 이루어져야 할 것으로 사료된다.

## 감사의 글

이 연구는 서울대학교 교량설계핵심기술연구단을 통한 건설교통부의 건설핵심기술연구개발사업 및 서울대학교 지진공학연구센터의 연구 지원으로 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, The American Association of State Highway and Transportation Officials, Third Edition, 2004.
2. Bertero, R.D. and Bertero, V.V., "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach," *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, 2002, pp. 627-652.
3. Foschi, R.O., Li, H. and Zhang, J., "Reliability and performance-based design: a computational approach and applications," *Structural Safety*, Vol. 24, 2002, pp. 205-18.
4. Koh, H.M., Ha, D.H., Song, J., Hahm, D. and Kwon, K. J., "Optimal Design and Cost Effectiveness of Seismic-Isolated Bridges Based on Minimum Life-Cycle Cost Concept," *Proc. of International Post-SMIRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structure*, Korea, 1999, 8, pp. 695-702.
5. 박관순, 고현무, 함대기, "생애주기비용 최소화에 의한 점탄성 감쇠기 장착 구조물의 통합최적설계", 춘계 한국지진공학회 학술발표회 논문집, Vol. 6, No. 1, 2002, pp. 467-474.
6. Choi, E., DesRoches, R. and Nielson, B., "Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones," *Journal of Engineering Structures*, Vol. 26, 2004, pp. 187-199.
7. Nakamura, T. and Mizatani, M., "A statistical method for fragility curve development," Proc., 51st JSCE Annual Meeting, Vol. 1-A, JSCE, Tokyo, 1996, pp. 938-939.
8. Shinozuka, M., "Statistical analysis of bridge fragility curves," Proc., *U.S.-Italy Workshop on Protective Systems for Bridges*, MCEER, New York State University at Buffalo, Buffalo, 1998.
9. Howard, H., Hwang, M. and Huo, J., "Seismic fragility analysis of electric substation and structures," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 13, No. 2, 1998, pp. 107-116.
10. John, B.M., "Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges," MCEER Research progress and accomplishments 1997-1999.
11. Masnobi, S., Honorary, M., Feng, M.Q., Jongheon, L. and Toshihiko, N., "Statistical analysis of fragility curves," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12, 2000, pp. 1224-1231.
12. 김태훈, 유영화, 신현목, "지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구", 한국지진 공학회논문집, 제4권, 제4호, 2000, pp. 37-51.
13. 고현무, 이지호, 강준원, "소성손상모형에 기초한 철근콘크리트 교각의 지진손상평가", 대한토목학회논문집, Vol. 23, No. 5A, 2003, pp. 1029-1039.
14. Dyke, S.J., Spencer, Jr., B.F., Sain, M.K. and Carlson, J.D., "Modeling and control of magnetorheological dampers for seismic response," *Smart Materials and Structures*, Vol. 5, 1996, pp. 565-575.
15. Jansen, L.M. and Dyke, S.J., "Semiactive control strategies for MR dampers: comparative study," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 126, No. 8, 2000, pp. 795-803.
16. Deodatis, G., "Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 11, 1996, pp. 149-167.
17. Gasparini, D.A. and Vanmarcke, E.H., "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra," *MIT Report*, No. R76-4., 1976.
18. 고현무, 송준호, "사용기간비용 최소화에 의한 지진격리교량의 경제성 평가", 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 19 권, 제1-4호, 1999, pp. 539-550.
19. Koutsourelakis, S., Prevost, J.H. and Deodatis, G., "Risk assessment of an interacting structure-soil system due to liquefaction," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 2002, pp. 851-879.
20. Hwang, H.M. and Huo, J.R., "Simulation of earthquake acceleration time histories," *Technical Report*, Center for Earthquake Research and Information, University of Memphis, Memphis, 1996.
21. Jennings, P.C., Housner, G.W. and Tsai, N.C., "Simulated earthquake motions," *Technical Report*, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1968.
22. 문도수, 배성한, 이경찬, 장승필, "강주탑 사장교의 비선형성을 고려한 지진해석 및 내진성능 평가기법 개발", 대한토목학회 학술대회논문집, 2005, pp. 963-966.
23. HAZUS, *Earthquake loss estimation methodology*, Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.