

엑스트라도즈교의 정적 풍하중 취약도 분석

Static Wind Fragility Analysis of an Extradosed Bridge

김 두 기* 김 동 현** 서 형 열*** 이 창 주****
Kim, Doo Kie Kim, Dong Hyawn Seo, Hyeong Yeol Lee, Chang Ju

Abstract

This study presents fragility curves for the wind fragility analysis of a six-span extradosed bridge. The loads and corresponding load combinations are calculated using domestic design codes. Random variables are utilized to considering the uncertainties of the input variables for wind loads. The fragility curve is represented as a log-normal distribution function, in which two parameters are estimated by the maximum likelihood method. The results show that the extradosed bridge is safe to suffer static wind forces.

요 지

본 연구에서는 정적 풍하중에 대한 교량의 취약도 평가 방법을 제시하였으며, 이를 이용하여 대상 교량인 6경간 엑스트라도즈교에 대하여 정적 풍하중 취약도 분석을 수행하였다. 정적 풍하중산정과 하중 조합은 국내 설계기준을 사용하여 산정하였으며, 이때 정적 풍하중에 대한 불확실성과 확률분포 특성은 난수를 사용하여 고려하였다. 취약도 곡선은 대수 정규분포함수의 형태로 나타내었으며, 이때 변수인 중간값과 대수표준편차는 최우도추정법(maximum likelihood method)에 의하여 구하였다. 취약도 분석을 수행한 결과 대상교량은 정적 풍하중에 대하여 안전한 것으로 평가되었다.

Keywords : Fragility curve, Static wind load, Damage state, Extradosed bridge

핵심 용어 : 취약도 곡선, 정적 풍하중, 손상상태, 엑스트라도즈교

* 정회원, 군산대학교 토목환경공학부 교수

** 정회원, 군산대학교 해양시스템공학부 교수

*** 학생회원, 군산대학교 토목환경공학부 박사과정, 교신저자

**** 학생회원, 군산대학교 토목환경공학부 석사과정

E-mail : hokoms97@paran.com 063-469-4770

• 본 논문에 대한 토의를 2007년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 2008년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

구조물의 설계시 적절한 풍하중의 영향이 고려되지 않은 초기 교량들의 대부분은 부적절한 내풍설계 때문에 심한 진동이 발생하거나 심지어는 붕괴에 이르기도 하였다. 최근 들어 교량의 설계 및 시공기술의 발달로 구조물의 장대화, 고층화가 가능하게 되면서 경제·구조·미관적 이점들로 인해 사장교나 현수교 같은 장대교량의 건설이 늘어나고 있는 실정이다. 이러한 장대교량은 기존의 교량에 비해 강성이 상대적으로 작아, 풍하중의 영향을 크게 받을 뿐만 아니라 심한 경우 풍하중에 의해 구조물이 붕괴되는 경우도 발생하게 된다. 그러므로 이와 같은 장대구조물의 설계에 있어서 적절한 풍하중의 영향을 고려해야 한다.

구조물의 취약도는 취약도 곡선을 이용하여 확률적으로 평가할 수 있다. 취약도 곡선은 70년대 초에 행해진 원자력 발전소의 확률적 지진취약도 평가로부터 시작되었다. 이는 구조물의 손상을 여러 단계로 구분한 후, 각 단계별로 구조물의 취약성을 외력의 특성이나 구조물의 특성, 현장 조건 등에 대해 확률분포함수를 사용하여 불확실성 인자들을 반영하여 평가하는 방법이다.

교량의 정적 풍하중에 대한 연구는 지진하중 등에 비해 상대적으로 많지 않은 편이다. 김상효 등(1990)은 사용기간 중 최대 풍하중의 극한 분포(Gumbel Type-I)와 Monte-Carlo simulation 기법을 사용하여 확률특성을 분석하였고, Lee 등(2005)은 정적 풍하중에 대한 빌딩 지붕 외장재의 취약도를 평가하였으며, 고현무 등(2005)은 응답면 기법을 이용하여 송진철탑의 풍하중 취약도 해석을 수행하였다. 박형기 등(2003)은 장경간 현수교의 새그비에 따른 내풍특성을 정적, 동적 풍하중에 대한 새그별 특성을 분석하였다. Unanwa 등(2000)은 허리케인 바람에 의한 건물의 손상을 평가하였으며, Li와 Ellingwood(2006)는 허리케인 바람에 대한 위험도를 평가하였다.

최근 교량에 대한 지진취약도 평가가 활발히 이루어지고 있다(김두기 등, 2005). 그러나 풍하중에 대한 교량의 취약도 평가는 아주 미비한 상태이다. 본 논문에서는 취약도 곡선을 정적 풍하중에 적용하여 교량의

풍하중 취약도 분석을 하였다. 그리고 정적 풍하중에 의한 구조물의 해석에는 정적 및 동적해석을 모두 실시하여야 하나 본 논문에서는 1차적으로 정적해석을 통한 풍하중 취약도 분석을 실시하였다. 대상 구조물은 6경간 엑스트라도즈드교(Extradosed Bridge)이며, 하중 산정 및 조합은 도로교설계기준(2005) 및 콘크리트 구조설계기준 해설(2003)에서 제시하고 있는 정적 풍하중 산정 및 조합 방법을 이용하였다. 그리고 취약도 곡선을 2계수 대수정규분포함수의 형태로 나타내었으며, 계수인 중간값과 대수표준편차는 최우도추정법(maximum likelihood method)에 의해 구하였다.

2. 풍하중 산정

2.1 강도설계법

도로교 설계기준(2005)과 콘크리트 구조설계기준 해설(2003)에는 강도설계법에 의한 철근콘크리트 부재의 강도와 사용성에 대한 기본 사항을 규정하고 있다. 이 기준은 강도가 하중계수를 고려한 예상하중을 지지하는데 충분하고 사용하중 수준에서 구조의 사용성이 보장되는 것을 요구하고 있다. 강도설계법의 기본적인 요구사항은 식(1)과 같다(도로교설계기준, 2005).

$$\text{소요강도}(U) \leq \text{설계강도}(\phi \cdot \text{공칭강도}) \quad (1)$$

강도설계법에서는 구조물의 안전 여유를 두 가지 방법으로 제시하였다. 첫째, 소요강도 U 는 사용하중에 예상을 초과한 하중 및 구조해석의 단순화로 인하여 발생하는 초과 요인을 고려한 하중계수를 곱하여 계산한다. 둘째, 구조부재의 설계강도는 공칭강도에 1.0보다 작은 값인 강도감소계수 ϕ 를 곱하여 계산한다. 반면에 공칭강도는 부재의 단면 치수와 재료의 성질이 정확하다는 가정하에 계산된 강도이다. 강도감소계수는 설계 계산상의 불확실성과 부재의 다양한 형식에 대한 상대적 중요도, 그리고 재료의 실제 강도 및 실제 단면 치수와 제작 시공기술 등에 관련된 다소의 불

리한 오차들이 개별적으로는 허용범위 내에 있더라도 전체적으로 부재의 강도감소를 초래할 가능성에 대비한 것이다(콘크리트 설계기준 해설, 2003).

2.2 풍하중 산정

풍속은 시간과 공간에 따라 변하는데, 이를 평균풍속과 그 주변의 변동풍속으로 나누어 생각할 수 있다. 이때 설계에 고려하는 평균풍속을 설계기준풍속이라 하며, 풍하중의 산정에 있어서 가장 기본이 되는 인자이다. 변동풍속의 영향에 대해서는 거스트 응답계수로써 고려한다. 풍속은 지리적 위치, 주변의 지형조건, 지표조건 및 가교 위치의 고도에 따라 달라진다. 즉 어느 높이 이상의 상공에서 풍속은 지표조건과 상관없이 일정하지만 지표에 가까워지면 지형 및 지표조도의 영향에 의해 풍속은 감소하게 된다. 상공에서의 풍속이 같은 경우, 지표 근처의 동일 고도라면 해면과 같이 표면이 매끄러운 곳이 대도시처럼 고층 건물이 밀집된 장소에 비해 평균풍속이 높다. 설계기준풍속은 일반적으로 이들의 영향, 즉 지표조도를 고려하여 설정한다.

도로교 설계기준(2005)에서는 태풍에 취약한 지역에 위치한 중장대 지간을 갖는 교량의 정적 설계상 상부구조에 작용하는 풍하중 p (MPa)를 다음과 같이 정의한다.

$$p = 5 \times 10^{-7} \rho V_d^2 C_d G \quad (2)$$

여기서 V_d 는 설계기준 풍속(m/s)이고, ρ 는 공기 밀도(1.225kg/m^3)이며, C_d 및 G 는 항력계수 및 거스트 응답계수이다. C_d 는 기존 문헌, 실험, 해석 등을 통해 산정한다. G 는 거스트 응답이라는 변동적인 항력에 의한 구조물의 변형 혹은 진동의 효과를 고려하기 위한 계수로서, 해상풍을 상정하여 약 1.9를 표준으로 한다. 본 연구에서는 이 두 값(C_d , G)을 정적 풍하중의 불확실성인자로 가정하여 확률 변수를 도입하였다. 이때 국내의 경우 V_d 는 대상지역의 풍속기록과 구조물 주변의 지형 및 환경, 교량 상부구조

의 지상높이 등을 고려하여 합리적으로 결정한 10분간의 평균풍속을 의미한다. 그러나 대상지역의 풍속자료를 사용하지 못할 경우에는 고도보정을 위하여 다음 식을 사용할 수 있다.

$$V_d = 1.925 \left[\frac{z}{z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad z \geq z_b$$

$$1.925 \left[\frac{z_b}{z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad z < z_b \quad (3)$$

여기서 V_{10} 은 기본풍속으로 재현기간 100년에 해당하는 개활지에서의 지상 10m의 10분 평균풍속을 의미한다. 대상 지역 인근의 가상관측소의 장기풍속기록(태풍 또는 계절풍)과 지역적 위치를 동시에 고려하여 극치분포로부터 추정하거나 태풍자료의 시물레이션 등의 합리적인 방법으로 추정한다. 단 대상지역의 풍속자료를 사용하지 못하는 경우 Table 1을 사용할 수 있다. z_G , z_b , α 등은 지표면의 조도 조건에 따라 달라지는 것으로서 Table 2로부터 결정한다. 이때 지표조도 구분은 교량 상부구조 높이의 약 100배 범위에서의 평균적인 지표상황으로부터 결정한다. z 는 구조물의 높이를 의미하며 Table 2로부터 구조물의 높이가 5m 이하인 경우 5m의 풍속을 적용하여 구조물에 작용하는 것을 알 수 있다.

Table 1 지역별 기본풍속

구분	지역	지명	기본풍속 (m/s)
I	내륙	서울, 대구, 대전, 춘천, 청주, 수원, 추풍령, 전주, 익산, 진주, 광주	30
II	서해안	서산, 인천	35
III	서남해안, 남해안, 동해안	군산, 여수, 충무, 부산, 포항, 울산	40
IV	동해안, 제주지역, 특수지역	속초, 강릉, 제주, 서귀포, 목포	45
V		울릉도	50

Table 2 지표조도구분에 의한 계수값

지표 조도 구분	지표상황	α	z_G (m)	z_b (m)	조도
I	· 해상, 해안	0.12	500	5	작다 ↑ ↓ 크다
II	· 개활지, 농지, 전원 · 수목과 저층건축물이 산재하여 있는 지역	0.16	600	10	
III	· 수목과 저층건축물이 밀집하여 있는 지역 · 중·고층 건물이 산재하여 있는 지역 · 완만한 구릉지	0.22	700	15	
IV	· 중·고층 건물이 밀집하여 있는 지역 · 기복이 심한 구릉지	0.29	700	30	

3. 취약도 곡선

취약도 곡선이란 구조물이 임의 크기의 외력에 대하여 구조물이 손상 상태에 도달하거나 초과하는 확률을 나타내는 것으로 구조물이 임의 외력에 대한 취약성을 나타내는 것이다. 따라서 취약도 곡선은 특정한 손상 상태에 대한 여러 수준의 외력에 대해 손상 상태에 도달하거나 초과하는 조건부 확률을 계산하여 얻는다. 이렇게 계산된 조건부 확률과 임의 크기의 외력 특성과의 관계를 나타낸 것이 그 손상 상태에 대한 취약도 곡선이다. 조건부 확률은 다음과 같이 정의한다.

$$P_d = P[D \geq d | Y = y] \quad (4)$$

여기서 P_d 는 외력의 특성 y 에 대해 특정 손상 상태 d 에 도달하거나 초과하는 확률이고, D 는 구조물의 손상을 나타내는 확률변수이며, Y 는 외력의 특성을 나타내는 확률변수이다.

Shinozuka 등(2002)은 취약도 곡선을 2계수 대수 정규 분포 함수의 누적확률의 형태로 나타내었다. 여기서 주요 계수인 중간값과 대수표준편차는 최우도 추정방법에 의해 구하였다(Devore, 1991). 손상단계를 N_s 단계로 나눌 경우, 손상단계 k 에 대한 취약도 $F_k(v)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다($1 \leq k \leq N_s$).

$$F_k(v) = \Phi \left[\frac{\ln(v/c_k)}{\zeta_k} \right] \quad (5)$$

여기서 v 는 외력의 특성을 나타내는 변수이며, $\Phi[\cdot]$ 는 표준정규분포함수이다. 이렇게 가정된 확률분포에 대한 계수 중간값과 대수 표준편차(c_k 와 ζ_k)는 최우도추정법을 이용하여 추정할 수 있다.

이러한 목적으로 쓰일 Likelihood 함수는 대수정규분포함수로 가정된 식(5)을 모든 데이터에 대해 적용시켜, 손상이 발생되었을 경우에는 손상에 대한 확률 $F_k(v_i)$ 을 증가시키고 손상이 발생되지 않았을 경우에는 손상이 일어나지 않을 확률 $1 - F_k(v_i)$ 을 증가시키도록 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$L = \prod_{i=1}^{N_e} [F_k(v_i)]^{x_i} [1 - F_k(v_i)]^{1-x_i} \quad (6)$$

여기서 $F_k(v_i)$ 는 손상상태 k 에 대한 취약도이고, v_i 는 구조물에 가해지는 외력의 특성값이며, x_i 는 구조물의 손상등급별 손상상태에 대한 해당여부로, 손상이 없으면 0, 손상이 있으면 1로 나타내고, N_e 는 총 입력하중의 개수이다.

대수함수는 단조증가함수(monotonic increasing function)이므로, log-likelihood를 최대화하는 것은 likelihood를 최대화하는 것과 동일하다. 즉, 다음과 같은 최적화 문제로 고려할 수 있으며, 기존 민감도 방법을 사용하여 계수(c_k , ζ_k)를 구할 수 있다.

$$\ln L = \prod_{i=1}^{N_e} [x_i \ln F_k(v_i) + (1 - x_i) \ln(1 - F_k(v_i))] \quad (7)$$

$$\frac{\partial \ln L}{\partial c_k} = \frac{\partial \ln L}{\partial \zeta_k} = 0, \quad k=1, 2, \dots, N_s \quad (8)$$

4. 교량 해석

4.1 해석 대상 구조물

해석에 사용한 구조물은 6경간 연속 엑스트라도즈

드교이며 Table (1)의 지역구분 III의 지역에 위치하였다. 경간은 75m+4@130m+75m으로 전 경간이 670m인 왕복 4차선의 콘크리트 교량이고, 상부구조는 PSC형 3실주형으로 주탑과 강결구조로 연결되어 있다. 상부구조는 5개의 사각형 중공단면을 갖는 교각에 의해 지지되며, 양 끝단을 지지하는 교각에는 교량받침을 설치하였다(Fig. 1).

취약도 해석을 위해 MIDAS 유한요소해석 프로그램을 이용하여 주탑과 상부구조에 총 280개의 Beam 요소를 사용하고, 사재케이블은 60개의 Truss (Tension-only Truss)요소로 모델링 하였다.

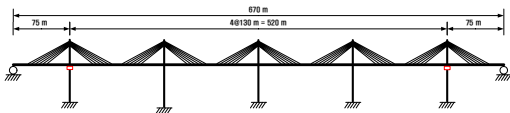


Fig. 1 해석 모델

대상교량의 대표 거더 형상은 다음과 같다.



Fig. 2 대표단면

4.2 손상 상태(Damage State)

본 논문에서는 손상 상태 $g(x)$ 를 외력에 의해 발생하는 부재력과 설계강도 이용하여 다음 식과 같이 정의 하였다.

$$g(x) = R - U \quad (9)$$

여기서 R 은 외력에 저항할 수 있는 저항력으로써 교량의 설계강도($\phi \cdot$ 공칭강도)이며, U 는 외력에 의해 발생하는 부재력이다. 이때 $g(x) < 0$ 이면 교량의 손상으로 규정하였다.

4.3 하중 및 하중 조합 산정

본 논문에서는 교량에 작용하는 외력으로 고정하중

(D)과 정적 풍하중(W) 및 활하중(L)을 적용하였다. 고정하중은 자중과 아스팔트 포장, 연석, 방호책 등을 포함하는 부가 고정하중(66.4 kN)을 적용하였다. 풍하중은 도로교 설계기준(2005)에서 제시한 식(2)를 이용하여 산정하였다.

CASE 1의 경우 V_{10} 을 140m/s에서 148m/s 까지 2m/s씩 증가시켜 5가지의 풍속에 대하여 C_d 와 G 을 고려하여 100가지의 샘플을 확률분포를 이용하여 무작위로 생성시켜 총 500개의 하중을 작성하였으며, CASE 2도 같은 방법으로 V_{10} 을 좀더 낮은 범위(66m/s에서 74m/s)의 풍속에서 적용 하였다.

C_d 와 G 는 1.6과 1.9를 평균으로 하고, 0.05와 0.11을 표준편차로 하여, normal 분포로 가정하여, 각 10개씩 난수를 발생시켰다(김상효, 1990). 여기서 D는 고정하중(2차 고정하중 포함), L는 활하중으로 DB-24와 DL-24를 고려하였다. W는 정적 풍하중을 의미한다. 정적 풍하중은 식(2)를 이용하여 풍속을 풍압으로 변환하였으며, 구조물에 작용하는 정적 풍하중은 단면의 높이를 고려하여 등분포하중으로 입력 하였다. 하중 조합은 도로교 설계기준(2005)에 제시한 조합하중 중 풍하중을 포함한 하중조합에 의해 산정하였다.

교각 부분의 풍하중의 입력은 Table 2와 식(3)을 따라 Fig. 3과 같이 하단에서 5m까지는 일정한 등분포하중을 사용하고, 그 이상은 서서히 풍속에 의한 풍압이 증가하는 형상으로 식(2)와 식(3)을 이용하여 입력하였다.

Table 3 하중조합

하중경우	D	L	W
CASE 1	1.30		1.30
CASE 2	1.30	1.30	0.65

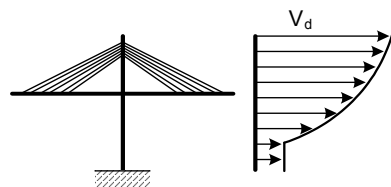


Fig. 3 하중입력

4.4 풍하중 취약도 분석

취약도 곡선을 작성하기 위해 MIDAS/CIVIL을 사용하여 선형정적해석을 수행하였으며, 입력하중으로는 4.3절에서 작성한 하중을 이용하였다.

해석 결과, 교량에 발생한 부재력 중 휨강도(M_u)와 전단강도(V_u), 비틀림강도(T_u)에 대해 안전성을 검토하였으나, 전단강도와 비틀림강도는 설계강도인 $\phi \cdot V_n = 22.7 MN$ 와 $\phi \cdot T_n = 32.8 MN.m$ 를 초과하는 경우가 발생하지 않았으며, 휨강도는 설계강도인 $\phi M_n = 275.41 MN.m$ 를 초과하는 경우가 발생하였다. 설계강도 초과 부재의 발생 위치는 Fig. 4와 같이 왼쪽 첫 번째 주탑과 두 번째 주탑 사이의 중앙부 거더이며, 이는 돌풍에 의해 손상을 받을 수 가능성을 내재하고 있는 것으로 평가되어 취약도 분석을 실시하였다. 정적 풍하중에 대한 취약도 곡선의 경우 풍압은 풍속의 자승에 비례하므로 풍속이 입력하중에 대하여 지배적인 영향을 미친다. 그러므로 각각 하중조합의 경우에 대하여 교량의 손상이 발생할 것으로 예상되는 부분의 풍속 부근을 세분하여 교량의 취약도를 평가하

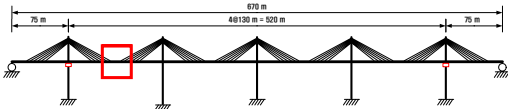


Fig. 4 설계휨강도 초과 부재의 발생 위치

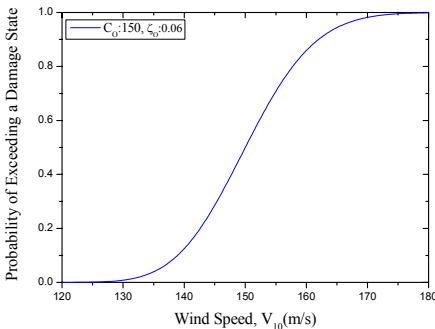


Fig. 5 CASE 1 취약도 곡선

였다. 풍속의 간격은 풍압의 현 단계 최대값이 다음 단계 최소값과 중복되도록 2m/s의 간격으로 나누어, 두 하중사이 중복 분포하는 구간이 발생하도록 하여 취약도 곡선을 작성하였다. CASE 1의 경우 취약도 곡선이 120m/s에서 180m/s 구간을, CASE 2의 경우 60m/s에서 80m/s구간에 대하여 취약도 평가를 실시하여 Fig. 5와 Fig. 6에 각 CASE별 정적 풍하중에 대한 휨강도의 취약도 곡선을 나타내었다. 이때 중간값과 대수표준편차는 최우도추정법을 이용하여 추정하였다.

5. 결론

본 논문에서는 최근 지진에 대한 내진성능 평가 방법으로 많이 이용되고 있는 취약도 곡선을 정적 풍하중에 적용하여 교량의 내풍성능을 평가하였다. 대상 구조물로는 6경간 연속 엑스트라드즈교를 사용하였으며, 취약도 곡선을 풍속(m/s)에 관한 대수정규분포함수로 가정하였고, 최우도추정법을 사용하여 대수정규분포함수의 2계수(중간값, 대수표준편차)를 구하였다.

해석 결과 교량의 입력하중에 의해 발생한 부재력 중 전단강도와 비틀림강도는 설계강도보다 작게 산정되어 안전한 것으로 평가 되었다. 그리고 휨강도에 대해서도 전반적으로 안전한 값으로 산정되었으나 돌풍의 영향을 고려하기 위해 적용한 하중에 대해 설계강

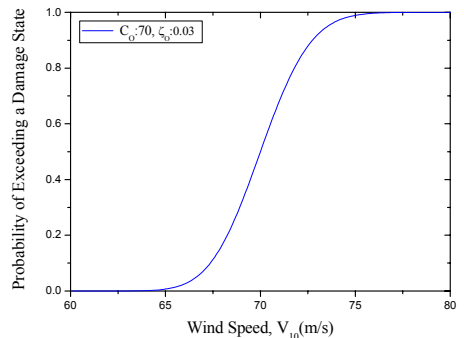


Fig. 6 CASE 2 취약도 곡선

도를 초과하는 경우가 발생하여 이에 대해 취약도 곡선을 이용하여 확률적으로 평가하였다. 취약도 분석 결과, 휨에 의해 교량이 손상을 받을 확률은 CASE 1에 비해 CASE 2가 훨씬 불리하며, CASE 2의 경우 $V_{10} = 65m/s$ 일 때 교량의 손상확률은 0.675%를 보인다. 교량의 가설위치를 고려할 경우, 국내 설계기준에서는 Table 1과 같이 지역구분 III으로 구분하여 기본풍속을 40m/s로 규정하고 있어, 본 해석교량은 정적풍하중에 대하여 상당히 안전한 것으로 평가되었다.

본 연구를 통해서 결정론적으로만 평가 되던 정적 풍하중을 받는 구조물의 안정성 평가에 대해 확률론적인 개념을 도입함으로써 보다 합리적인 정적 풍하중 산정과 안정성 평가 방법을 제시하였다.

추후 연구과제로는 동적 풍하중을 고려한 구조물의 취약도 분석 및 이를 풍하중 재해도와 접목하여 풍하중 위험도 평가 등이 있다.

감사의 글

본 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 김두기, 서형렬, 김상훈, 이진학, "LRB 면진장치가 설치된 엑스트라도즈교의 지진취약도 곡선", 대한토목학회논문집, 제25권 2A호, 2005, pp. 429-435.
2. 김상효, 배규웅, 박홍석, "국내 풍하중의 확률적 모형 개발", 전산구조공학, 제3권 2호, 1990, 6월, pp. 109-115.
3. 박수영, 박형기, "장경간 현수교의 새그비에 따른 내

- 풍특성에 관한 연구", 한국풍공학회, 제7권 2호, 2003. 12월, pp. 223-229.
4. 조호현, 조영래, 고현무, "응답면 기법을 이용한 송전 철타의 풍하중 취약도 해석", 대한토목학회 정기학술대회, 2005, pp. 2088-2091.
 5. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 건설교통부, 2005
 6. 한국콘크리트학회 콘크리트구조설계기준 해설, 건설교통부, 2003.
 7. C. O. Unanwa, J. R. McDonald, K. C. Mehta, D. A. Smith, "The development of wind damage bands fir buildings", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 84, 2000, pp. 119-149.
 8. Devore, J. L., "Probability and statics for engineering and the sciences" Brooks/Cole, 1991.
 9. Dutta, A. & Mander, J. B., "Rapid and Detailed Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges", Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA, 2002.
 10. Lee, K. H., David V. Rosowsky, "Fragility assessment for roof sheathing failure in high wind regions", Engineering Structures, Vol. 27, 2005, pp. 857-868.
 11. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K., Ueda, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA, 2002.
 12. Yue Li, Bruce R. Ellingwood. "Hurricane damage to residential construction in the US: Importance of uncertainty modeling in risk assesment ", Engineering Structures, Vol. 28, 2006, pp. 1009-1018.

(접수일자 : 2006년 10월 25일)