

# 계측데이터를 이용한 사장교의 확률적 안전도 분석

## Probabilistic Safety Analysis of Cable-Stayed Bridge Using Measured Data

윤 만 근\*  
Yoon, Man-Geun

조 효 남\*\*  
Cho, Hyo-Nam

### Abstract

In this paper, through the study and consideration of the recently prominent monitoring of cable stayed-bridge, practical but reasonable suggested for the evaluation of the probabilistic safety of the bridges using probable measured data from monitoring measurement system. It is shown in the paper that the live load effects can be evaluated using measured data of cable-stayed bridge and this the realistic probabilistic safety of the cable-stayed bridge could be assessed in term of element reliability and system reliability.

As a practical method for the evaluation of the system reliability of system cable-stayed bridges partial ETA method is used, which can find the critical failure path including combined failure modes of cable, deck and pylon. Compared with the conventional safety analysis method, the proposed approach may be considered as the practical method that shows the considerably actual and reasonable results the system redundancy of the structure.

### 요 지

본 논문에서는 최근 유지관리분야에서 중요한 분야로 대두되고 있는 대형구조물의 모니터링에 대한 연구 및 고찰을 바탕으로 대형 구조물의 계측데이터를 이용한 확률적 안전도분석에 대한 평가 모형을 제안하였다. 사장교의 계측 데이터를 이용하여 활하중에 대한 모델을 산정하고, 요소신뢰성 및 체계신뢰성 기법을 통하여 사장교의 실질적인 확률적 안전도를 평가하였다. 사장교의 체계신뢰성은 케이블, 보강형, 주탑의 조합파괴를 포함하는 주파괴경로를 찾아낼 수 있는 부분 ETA(Event Tree Analysis) 모델을 이용하여 산정하였으며 이는 기존 안전도 분석방법과 비교하였을 때 구조물의 여유성을 충분히 반영하는 데 상당히 합리적이며 실제적인 결과를 보여주는 실용적인 방법으로 판단된다.

**Keywords :** Extreme distribution, Latin hypercube sampling, Probabilistic safety assessment, System reliability,

**핵심 용어 :** 극치분포, Latin Hypercube Sampling, 확률적 안전도분석, 체계신뢰성

\* 정회원, 삼성건설 토목사업본부장, 한양대학교 토목공학과 박사과정

\*\* 정회원, 한양대학교 정교수, 공학박사(교신저자)

E-mail : ryfid@hanyang.ac.kr 031-400-4027

•본 논문에 대한 토의를 2008년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 2008년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

교량의 안전도 평가는 보수 및 보강대책을 수립하기 위한 근거를 제시 해준다는 측면에서 유지관리의 의사결정에 핵심이 되는 분야이다. 특히, 구조형식이 복잡하고 규모가 크며 노후정도가 심한 교량일수록 분석 및 평가기법의 합리성과 결과의 신뢰도가 중요한 문제로 대두된다.

그 동안 국내에서는 재래적인 교량 유지관리 절차를 대신할 자동화된 교량 모니터링시스템 개발을 위한 다양한 분야에서 연구가 진행되고 있다. 하지만 현재 국내 계측 관련 기술수준이 미흡하여 계측시스템 자체에만 비용이 크며, 계측 데이터를 이용한 분석, 평가 및 의사결정 등 많은 부분에서 실용적인 평가 방법이 개발되고 있지 못하는 실정이다. 특히 중요한 기간 시설물인 장대교량의 상시 안전도를 평가하기 위해 최근에 건설되는 대부분의 교량은 상시계측 시스템이 설치되고 있는 추세이다. 또한, 계측시스템을 이용한 안전도 평가는 대부분 관리한계치 초과여부를 판단하는 자료로만 이용되고 있으며, 구조물의 실질적인 불확실성을 고려한 안전도 평가에 관한 연구는 미비한 실정이다.

이에 본 연구에서는 고차의 응용성을 갖는 장대교량에 적용할 수 있는 계측데이터를 이용한 체계신뢰성 기반의 안전도 평가모델을 제안하였다. 또한 요소 신뢰성 해석을 위해 계측 데이터를 이용하여 극치 통계 분석을 통해 활하중 모델을 개발하였다.

## 2. 계측데이터를 이용한 확률적 안전도 분석

### 2.1 신뢰성 해석

확률적인 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성  $P_r$ 은 파손확률(Failure Probability)  $P_f$ 와 보확률의 관계( $P_r = 1 - P_f$ )를 갖는다.

구조물의 작용외력  $Q$  와 저항  $R$ 이 무작위변량인 경우, 구조안전성은 역시 무작위 변량인 안전여유(Safety Margin)  $Z = R - Q$ 로 표현되며,  $Z \leq 0$  일 때

안전성을 상실한 파손 또는 파괴상태가 된다.

일반적으로 신뢰성지수를  $\beta$ 로 표현하는데,  $\beta$ 는 확률적 안전성을 표현하는데 있어서 진술한 파손확률을 대신하여 보편적으로 사용되고 있는 개념이다.

#### 2.1.1 요소신뢰성 해석

요소신뢰성의 해석방법에서는 한계상태함수의 형태나 확률변수의 특성 등에 따라 정식화 기법 해석방법 등이 다양하게 적용된다. 이에 본 논문에서는 손쉽게 사용할 수 있는 실용적 방법을 채택함으로써 파괴확률을 파악할 수 있도록 하기 위하여 한계상태함수가 양함수(Explicit Function)인 경우 AFOSM(Advanced First Order Second Moment)기법을 사용하고, 음함수(Implicit Function)인 경우 시뮬레이션 기법을 사용하였다. 먼저 한계상태함수가 양함수인 경우에는 한계상태함수의 선형 전개가 평균점에서 이루어지는 것이 아니라 파손면(failure surface) 즉,  $g(\cdot) = 0$ 인 면상의 최확파괴점(Most Probable Failure Point)에서 이루어지게 되는 AFOSM(Advanced First Order Second Moment)를 사용하였는데 이는 실제 비선형한계상태면에 보다 근접한 파손확률을 구할 수 있다는 특징이 있다. 이에 대한 자세한 내용은 Rackwitz & Fiessler<sup>(10)</sup>을 참조할 수 있다.

한계상태함수가 음함수인 경우에는 Smart Sampling 기법 중 하나인 Latin Hypercube 기법을 이용하였다. Latin Hypercube 기법은 해석결과를 도출해 내는데 시뮬레이션 수를 줄이는 기법으로서 각 랜덤 입력 변수의 가능값의 범위를 계급(Strata)으로 나누어 그 계급으로부터 대푯값을 선택하는 방법이다. 자세한 사항은 Nowak & Collins<sup>(9)</sup>을 참조할 수 있다.

#### 2.1.2 체계신뢰성 해석

사장교는 주형, 주탑, 케이블 등의 여러 구조요소로 이루어진 복잡한 구조시스템을 형성하고 있기 때문에 매우 높은 응용성을 가지게 된다. 따라서 구조계 전체로서의 실질적인 안전도를 평가하기 위해서는 체계신뢰성해석을 수행하여야 하며, 이때 시스템붕괴를 형성하는 파괴모드는 고차의 응용성으로 인하여 다른 구조형식의 교량에 비하여 다양하다. 즉, 어떤 부재 요소

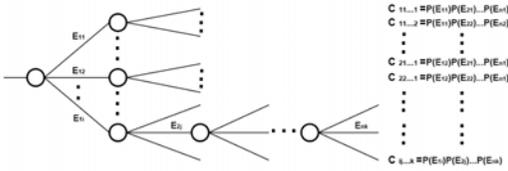


Fig. 1 ETA의 구성모형

하나의 파괴를 전체 구조물의 파괴로 보는 아니라 여유성을 상실할 수 있는 단계에 이르기 위한 파괴 경로를 형성하는 몇몇 요소가 한계상태에 도달한 경우를 구조시스템 전체의 파괴로 보는 것이며, 이러한 시스템 파괴상태에 대한 시스템 모형화는 지배적인 파괴경로만을 고려한 부분 ETA(Event Tree Analysis) 모형으로 정식화할 수 있다.<sup>(2)</sup>

일반적인 Event Tree의 구성은 Fig. 1에서 보여진 초기사건  $E$ 와 수많은 가능한 결과들  $C_{ij\dots k}$ 로 이루어져 있다. 특정결과는 초기사건을 뒤따르는 하위사건들에 좌우됨을 알 수 있다. 초기사건이 주어진 경우, 그 뒤를 따르는 몇 개의 “첫번째 하위 사건들”이 있으며, 이러한 하위 사건들은 분명히 상호 독립적이므로 Event Tree에서 각각의 경로들은 어떤 사건이 발생하였을 경우 야기되는 하위 사건들의 특정 결과를 나타낸다. 특정 경로의 발생과 관련된 확률은 그 경로에서 모든 사건들에 대한 확률들의 곱으로 단순히 표현되며, 예를 들면 식(1)과 같이 나타낼 수 있다. 이와 같이 각 경로의 발생확률이 계산되면, 통계적 독립이라는 가정하에 각 경로 확률의 합으로써 전체시스템의 발생확률을 구할 수 있다.

$$P(C_{ij\dots k} | E) = P(E_{1i} | E) P(E_{2j} | E) \dots P(E_{nk} | E) \quad (1)$$

$$P_{Fsys} = 1 - \prod(1 - P_{fe})$$

## 2.2 계측데이터를 이용한 활하중모델의 산정

교량의 파괴는 최대 활하중에 의해 발생한다. 따라서, 교량의 정확한 신뢰성 평가를 수행하기 위한 최대 활하중 모델이 필요하다. 일정기간별 활하중의 최대값에 대한 분포는 일반적으로 대수정규분포를 따른다고

알려져 있지만, NCHRP 454<sup>(8)</sup>에 의하면, 이론적으로는 최대 활하중에 대한 분포모형은 지수분포나 극치분포에 대하여 더 적합하다고 알려져 있다. 따라서 본 논문에서는 극치분포에 적용시켜 가장 근접한 확률분포모형을 찾아내었다.

본 논문에서 적용한 극치분포모형은 Type I (Gumbel), Type II(Frechet)에 대하여, 검증하였으며 검증한 결과를 토대로 분포모형을 결정하였다. 먼저, Frechet의 랜덤변수  $x$ 의 누적분포함수는 다음과 같이 주어진다.

$$y \equiv F_x = e^{-\left(\frac{\delta}{x-\lambda}\right)^\beta}, \quad x \leq \lambda \quad (2)$$

여기서,  $\lambda$ ,  $\delta$ 와  $\beta$ 는 위치와 크기, 모양에 대한 계수로 알려져 있는 상수이며, 각각  $\delta > 0$ 와  $\beta > 0$ 이다.

이것을 플롯팅 시키고, 식 (2)을 다음의 분포모형의 선형식으로 바꾸게 되면 다음과 같다.

$$\xi = a\eta + b \quad (3)$$

여기서,  $\xi = \ln(-\ln(y))$ ,  $\eta = \ln(l - \lambda)$ 이다.

$$a = -\beta \quad (4)$$

$$b = \beta \ln(\delta) \quad (5)$$

또한, Gumbel분포의 랜덤변수의 누적분포함수는 다음과 같다.

$$y \equiv F_{X_{Max.1d}} = e^{-e^{a(x-u)}}, \quad u \leq x \quad (6)$$

여기서,  $\lambda$ 와  $\delta$ 는 각각 위치와 크기에 대한 계수로 알려진 상수이다.

이것을 플롯팅 시키고, 식 (6)을 다음의 분포모형의 선형식으로 바꾸게 되면 다음과 같다.

$$\xi = a\eta + b \quad (7)$$

여기서,  $\xi = \ln(-\ln(y))$ ,  $\eta = l$ 이다.

$$a = -\alpha \quad (8)$$

$$b = u\alpha \quad (9)$$

조사기간  $t$  동안,  $\alpha$ 는 바뀌지 않으며, 이에 따른  $u$ 는 다음과 같이 된다.

$$u_t = u_{1day} + \frac{1}{\alpha} \ln(t) \quad (10)$$

### 2.3 사장교의 한계상태 모형

본 연구의 목적이 교량의 확률적 안전도와 계측데이터의 하중모델 산정에 있기 때문에 사용성 한계상태는 본 논문에서는 고려하지 않고, 확률적으로 처리된 계측데이터를 이용하여 하중모델을 산정하여 강도한계상태 모형만을 제시하였다. 본 연구의 대상구조물인 강합성 사장교의 케이블 요소에 대해서는 선형한계상태 모형, 주탑 및 보강형의 경우 요소수준에서 휨과 축력을 동시에 고려할 수 있도록 시방서의 조합상관식에 기초한 한계상태모형을 제시하였다.

#### 2.3.1 케이블에 대한 한계상태모형

일반적으로 부재의 강도가 휨이나 축력 어느 하나만에 지배되는 경우, 한계상태방정식은 저항  $R$ 과 고려하여야 하는 여러 하중효과  $S_i$ 의 항으로 표현되는 다음과 같은 선형한계상태방정식으로 표현할 수 있다.

$$g() = R - \sum S_i \quad (11)$$

즉, 부재의 강도가 하나의 단면력에 지배되는 경우 한계상태방정식은 저항과 여러 하중의 항으로 표현되는 선형함수로 표현된다. 케이블은 인장력에 지배되는 부재로써 인장과괴에 대한 한계상태방정식은 소선의 인장강도에 대한 구조해석 응답값의 초과확률에 근거하여 다음 식(12)로 정의할 수 있다.

$$g() = f_{pu} \cdot N_{TR} - f_{pd} \cdot N_{DL} - f_{pl} \cdot N_{LL} \quad (12)$$

여기서,  $f_{pu}$  = 공칭인장강도,  $N_{TR}$  = 공칭인장강도 대한 불확실변량,  $f_{pd}, f_{pl}$  = 고정하중 및 활하중에 의한 인장력,  $N_{DL}, N_{LL}$  = 고정하중 및 활하중효과에 대한 불확실변량이다.

#### 2.3.2 주탑에 대한 한계상태모형

사장교에 있어서 콘크리트 주탑은 휨과 축방향력의 조합하중에 의한 영향을 무시할 수 없으므로 휨과 축력을 동시에 고려할 수 있는 조합상관식에 기초하여 안전도 및 내하력을 평가하여야 보다 합리적이다. 따라서 축압축 콘크리트부재의 파괴는 P-M상관도를 작성하여 축방향 계수하중에 대한 공칭휨강도와 계수휨모멘트를 비교하여 검토하게 된다. 본 연구에서는 이 경우의 한계상태방정식을 미국의 AASHTO LRFD 시방서<sup>(3)</sup>나 우리나라 도로교표준시방서 하중저항계수 설계편의 축력과 휨의 조합하중에 대한 상관식에 기초한 다음 식(13)과 같이 이용하였다.

$$g() = \sqrt{M_{nx}^2 + M_{ny}^2} \cdot N_{MR} - \sqrt{M_{dl}^2 \cdot N_{DL}^2 + M_{ll}^2 \cdot N_{LL}^2} \quad (13)$$

여기서,  $M_{nx}, M_{ny}$  = 위상  $\lambda(= \tan^{-1} \frac{M_{nl}}{M_{dl} + M_{ll}})$ 에서의 교축방향, 교직방향 공칭휨강도,  $N_{MR}$  = 공칭휨강도에 대한 불확실변량,  $M_{dl}, M_{ll}$  = 고정하중, 활하중에 의한 휨모멘트,  $N_{DL}, N_{LL}$  = 고정하중, 활하중효과에 대한 불확실변량이다. 특히,  $M_{nx}, M_{ny}$ 는 단면의 P-M상관도 상에서 산출하며 좌굴해석을 통한 확대모멘트를 사용한다.

#### 2.2.3 보강형에 대한 한계상태모형

본 연구에서 적용한 보강형은 축력과 휨모멘트에 의한 좌굴안정이 지배적인 파괴모드가 된다. 따라서 보강형에 대한 한계상태방정식은 AASHTO LRFD 규준식에 의해 강재의 축력과 휨의 조합하중에 대한 상관식에 기초하여 음함수 형태인 식(14)로 정의할 수 있다.

$$g() = 1 - \frac{P_u}{2.0P_r} - \frac{M_u}{M_r}, \frac{P_u}{P_r} < 0.2 \text{ 인 경우} \\ g() = 1 - \frac{P_u}{P_r} - \frac{8.0}{9.0} \left( \frac{M_u}{M_r} \right), \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2 \text{ 인 경우} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} P_u &= p_{ud} \cdot N_{DL} + p_{ul} \cdot N_{LL} \\ P_r &= p_r \cdot N_{CR} \\ M_u &= m_{ud} \cdot N_{DL} + m_{ul} \cdot N_{LL} \\ M_r &= m_r \cdot N_{MR} \end{aligned}$$

이며,  $p_{ud}, p_{ul}$  = 고정하중 및 활하중에 의한 압축력,  $N_{L}, N_{UL}$  = 고정하중, 활하중에 대한 불확실변량,  $p_r$  = 공칭압축강도,  $N_{Cr}$  = 압축강도에 대한 불확실변량,  $m_{ud}, m_{ul}$  = 모멘트확대효과를 고려한 고정하중, 활하중에 의한 휨모멘트  $m_r$  = 교축직각방향 및 교축방향의 공칭 휨강도,  $N_{MR}$  = 공칭 휨강도에 대한 불확실변량이다.

### 3. 적용 예 및 고찰

#### 3.1 적용교량

본 논문에서는 제안된 사장교 계측된 데이터의 확률 분포모형을 이용한 사장교의 상시 안전도를 평가할 대상교량은 폭 31.41m, 연장 730m의 강합성 보강형과 182m의 콘크리트 주탑과 144본에 2면 배열을 갖는 Parallel Strand의 케이블로 구성된 사장교이다. 교량에 대한 단면도는 Fig. 2와 같다.

#### 3.2 계측데이터를 이용한 하중모델 산정

대상 사장교에서 Fig. 3과 같이 계측했을때, 주탑의 경사각, 보강형 처짐에 대한 변형율, 케이블의 장력에 대한 계측데이터를 이용하여 극치분포의 분포모형을 산출하였다. 극치분포는 앞서 언급한 바와 같이 Type I(Gumbel Distribution) 분포와 Type II(Frechet Distribution) 분포에 대하여 A-D test 및 K-S test를 이용하여 분석을 실시하였다. A-D test와 K-S test에 대한 기초이론은 Ang & Tang<sup>(5)</sup>을 참조할 수 있다.

분석된 결과를 토대로 보강형, 주탑, 케이블에 대한 계측데이터들은 모두 Type I 분포인 Gumbel Distribution의 분포모형을 갖는 것으로 나타났다. 이것을 각 구조요소별 K-S test 및 A-D test 결과를 통하여 분포형의 검증을 실시하여 Table 3에서 6가지에 나타내었으며, 이를 종합하여 Table 7에 나타내었다.

Table 1의 결과는 각 부재의 관측된 데이터들이 모두 Type I 분포를 따른다는 것을 보여준다. 따라서

이는 활하중에 대한 분포형이 극치분포모형중 Type I의 Gumbel 분포형에 더 적합하다는 것을 알 수 있다. 이 결과는 주기적으로 갱신되는 값으로서 확률적 안전도평가에 대한 해석에 사용된다.

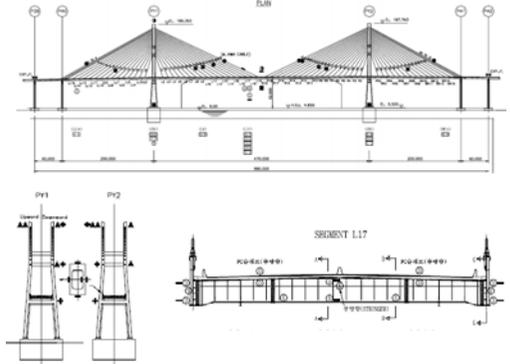


Fig. 2 대상교량의 주요 단면도

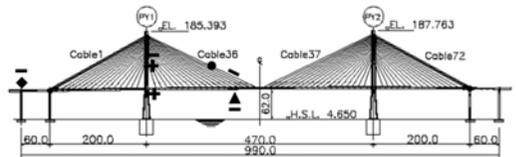


Fig. 3 계측기 설치위치에 따른 검토투재

Table 1 부재별 분포형 검증 결과

주요부재별 계측데이터	K-S Test		A-D Test	
	Type I	Type II	Type I	Type II
보강형(L17)	0.1038	0.1039	0.472	0.543
케이블(C36)	0.087	0.532	0.572	0.587
주탑(PY1) Top	0.284	0.956	0.151	0.358
주탑(PY1) CB2	0.289	0.427	0.338	0.503

Table 2 불확실변량

항 목		평균공칭비	변동계수	분포형
저항	휨	1.10	0.13	Lognormal
	축력	1.08	0.15	Lognormal
	케이블요소의 인장	1.10	0.11	Lognormal
하중 효과	고정하중	1.05	0.10	Normal

Table 3 보강형(L17)의 계측데이터 분석

$\eta$	Event	PDF	CDF	$F_{max. 1day}$	$\xi$
170	14	0.003	0.003	5.73E-32	3.803
200	51	0.012	0.015	1.59E-25	3.792
230	89	0.020	0.035	2.07E-20	3.771
260	105	0.24	0.060	2.38E-16	3.745
290	187	0.043	0.103	3.97E-13	3.698
320	214	0.049	0.152	1.44E-10	3.642
350	247	0.057	0.209	1.54E-08	3.573
380	830	0.191	0.400	6.29E-07	3.296

Table 4 케이블(C36)의 계측데이터 분석

$\eta$	Event	PDF	CDF	$F_{max. 1day}$	$\xi$
1	440	0.207	0.207	0.422	-0.337
1.5	199	0.094	0.301	0.511	-0.463
2	203	0.095	0.396	0.592	-0.610
2.5	235	0.111	0.507	0.665	-0.812
3	156	0.073	0.580	0.727	-0.973
3.5	213	0.100	0.680	0.780	-1.245
4	216	0.102	0.782	0.824	-1.627
4.5	95	0.045	0.826	0.860	-1.857

Table 5 주탑(PY1) 상부의 계측데이터 분석

$\eta$	Event	PDF	CDF	$F_{max. 1day}$	$\xi$
-600	99	0.023	0.023	3.78E-17	2.685
-400	778	0.179	0.202	8.99E-06	2.483
-200	1462	0.336	0.538	2.81E-02	1.935
0	1135	0.261	0.800	3.34E-01	1.101
200	721	0.166	0.965	7.14E-01	-0.658
400	141	0.032	0.998	9.02E-01	-3.472
600	8	0.002	1.000	9.69E-01	-5.669

Table 6 주탑(PY1) CB2의 계측데이터 분석

$\eta$	Event	PDF	CDF	$F_{max. 1day}$	$\xi$
100	24	0.006	0.006	0.573	-1.903
200	257	0.059	0.065	0.810	-1.964
300	1033	0.238	0.302	0.923	-2.257
400	1240	0.285	0.588	0.970	-2.783
500	750	0.173	0.760	0.989	-3.326
600	527	0.121	0.882	0.996	-4.032
700	387	0.089	0.971	0.998	-5.430
800	126	0.029	1.000	0.999	-10.274

Table 7 각 계측데이터의 Type I(Gumbel Dist.) Parameter

주요부재별 계측데이터	$u$	$\alpha$	$\mu$	$\sigma$	COV
보강형(L17)	725.29	0.01	725.29	166.53	22.96%
케이블(C36)	70.11	0.05	70.13	25.80	36.79%
주탑(PY1) Top	15.71	0.59	15.98	2.17	13.60%
주탑(PY1) CB2	39.76	0.97	40.20	1.32	3.29%

### 3.3 신뢰성 및 확률적 안전도 평가

대상교량에 대한 주요단면의 요소수준의 신뢰성해석 결과를 정리하여 시스템수준 신뢰성해석 결과와 비교하여 Table 7에 정리하였다. Fig. 4에는 선택된 단면의 단계별 신뢰성지수를 나타내었고, Fig. 5은 체계신뢰성 해석을 위한 부분 ETA 모델 및 해석결과를 보여주고 있다. 우선 표 8의 요소수준의 신뢰성지수를 살펴보면, 주탑 상단부 신뢰성 지수가 5.349로서 교통하중에 대해서 상대적으로 신뢰성이 가장 낮아 지배단면임을 보여주고 있다. 또한 주요파괴경로만을 고려한 부분 ETA 모델을 기초로 평가한 결과 체계신뢰성 지수가 5.910으로 요소수준에서 지배단면 신뢰성지수인 5.349보다 다소 높은 결과를 보이고 있다. 따라서 본 연구에서 제안하는 체계신뢰성 해석방법은 구조물의 여유성이 고려된 상당히 합리적이며 실제적인 결과를 보여주는 것으로 판단된다.

#### 3.3.1 기존 안전도와 확률적 안전도 분석결과

구조물의 안전도를 분석하는 기존의 방법은 확률적인 요소가 내포되지 않은 확정적인 방법으로 분석하였다. 다시 말해 평균을 사용한 공칭강도로서 해석한다. 하지만 이것은 불확실성이 포함되지 않으므로 실질적인 안전도를 해석했다고 할 수 없다. 또한 기존의 안전도분석은 구조물의 여유성을 고려하지 않은 요소수준의 안전도 분석을 통해 가장 낮은 안전도를 구조물 전체의 안전도를 결정하므로 합리적인 전체 구조물을 안전도를 판별할 수 없다. 따라서 본 논문에서는 기존의 안전도분석과 확률적 안전도분석을 구조물의 신뢰성지수를 통하여 비교하였다. 표 9에 나타낸 결과를 비교해 보았을 때 기존 안전도에 비하여 확률적 안전

도가 더 크게 나온 것을 알 수 있었다. 또한, 만약 기존 안전도로서 구조물 전체의 안전도는 4.182일 것이다. 하지만, 사장교의 실제 안전도는 이것보다 큰 5.910이다. 이러한 결과로 보아 기존의 안전도 분석 기법에 비하여 확률적 안전도 분석기법이 여유성이 큰 구조물의 실질적이고 합리적인 전체 구조물의 안전도를 나타낸다고 할 수 있다.

Table 8 신뢰성 해석결과

지배단면		파괴모드	요소신뢰성 지수( $\beta_e$ )	체계신뢰성 지수( $\beta_s$ )
주탑	상단부	휨모멘트+축력	5.349	5.910 (주탑 상단부 지배단면)
	하단부	휨모멘트+축력	5.567	
보강형		휨모멘트+축력	6.076	
케이블		축력	6.276	

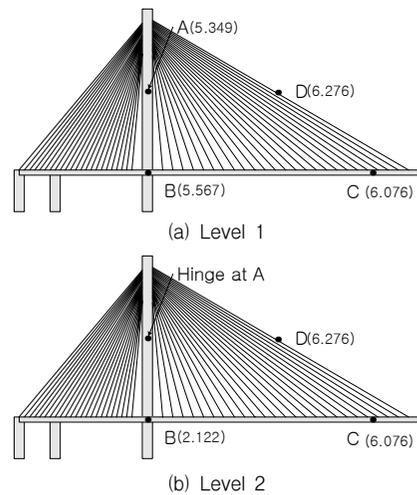


Fig. 4 단계별 신뢰성 지수

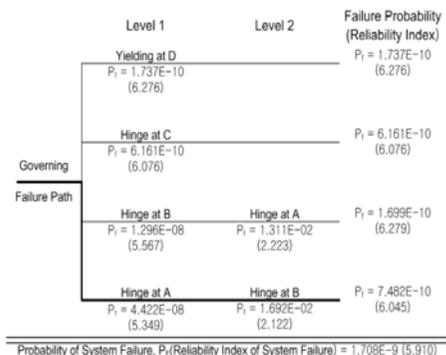


Fig. 5 체계신뢰성 해석을 위한 부분 ETA 모델의 결과

Table 9 기존 안전도와 확률적 안전도의 분석결과 비교

부 재 명		확률적 안전도 평가	기존 안전도 평가
주    답	상단부	5.349	4.182
	하단부	5.567	4.411
보    강    형		6.076	4.831
케    이    블		6.276	4.991
전체 구조물의 안전도		5.910(시스템수준)	4.182(요소수준)

#### 4. 결    론

본 논문에서는 케이블교량의 계측데이터를 이용한 확률적 안전도분석을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 교량의 분석평가를 위한 기존 방법에 비하여 실질적이고 합리적인 결과를 도출해 낼 수 있는 체계 신뢰성해석과 이에 기초한 사장교의 확률적 안전도분석 모형을 제시하였다.
- 2) 요소신뢰성평가를 이용하여 체계신뢰성해석을 위한 부분 ETA 모형은 복잡한 사장교의 시스템 파괴상태를 모형화 하는데 유용하게 사용될 수 있으며, 이를 이용하여 전산화 유지관리시스템을 안전도 평가를 위한 모듈로써 적용 가능할 것으로 판단된다.
- 3) 체계신뢰성해석은 요소신뢰성해석과 비교하여 구조물의 여유성을 충분히 반영하는데 상당히 합리적이며 실제적인 결과를 얻을 수 있는 실용적인 방법으로 높은 여유성을 지닌 교량의 실제 보유안전도 평가에 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

#### 참고문헌

1. 조효남, “체계신뢰성 방법에 기초한 도로교 설계규준 개발 및 기설교량의 신뢰성평가”, 871-1301-007-2

구조, 한국과학재단, 1989.

2. 조효남, 임종권, 박경훈, “체계신뢰성방법에 기초한 강 사장교의 안전도평가”, 전산구조공학회 논문집, 제11권 4호, 1998, pp. 351-360.
3. AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials), “Bridge Design Specifications”, AASHTO, Wahington, D.C, 2004.
4. Ang, A.H-S & Bennett, R.M, “Formulations of structural system reliability.”, Journal of Structure Eng., ASCE, Vol. 112, No. 11, 1986, pp. 1135-1151.
5. Ang, A.H-S & Tang, W.H, “Probability concepts in engineers in engineering planning and design”, Vol. I, II, John Wiley & Sons Inc., New York., 1984.
6. Cho, H.N, & Ang, A.H-S, “Reliability assessment and reliability-based rating of existing road bridges”, Proceeding, 5th International Conf. on Sturt. Safety and Reliability(ICOSSAR '89), San Francisco, California, USA, 1989, pp. 2235-2238.
7. Frangopol, D.M., & Curley, J.P., “Effects of damage and redundancy on structural reliability”, Journal of Structure Eng., ASCE, Vol. 113, No.7, 1987, pp. 1533-1549.
8. NCHRP report 454, “Calibration of Load Factors for LRFR Bridge Evaluation”, TRB, National Research Council, Washington, D.C, 2001.
9. Nowak, A.S., & Collins, K.R., “Reliability of structures”, McGraw Hill, 2000.
10. Rackwitz, R, & Fiessler, B “Structural reliability under combined random load sequences.”, Journal of Computers & Structures, Vol. 9, 1978, pp. 489-494.

(접수일자 : 2008년 1월 10일)