

H형 주탑 2면 사장교의 지진 안전성 평가지표 개발

Development of Seismic Safety Evaluation Indices for Dual-Plane, Cable-stayed Bridges With H-type Pylons

치멧수렘 소롱고¹⁾ · 안호준¹⁾ · 신수봉^{2)*}

Chimedsuren, Solongo¹⁾ · An, Hyo Joon¹⁾ · Shin, Soobong^{2)*}

¹⁾인하대학교 토목공학과 석사과정, ²⁾인하대학교 토목공학과 교수

¹⁾Graduate Student, Department of Civil Engineering, INHA University, ²⁾Professor, Department of Civil Engineering, INHA University

/ A B S T R A C T /

This paper proposes damage indices efficient on evaluating the seismic safety of cable-stayed bridges, especially dual-plane, cable-stayed bridges with H-type pylons. The research assumes that the location of accelerometers is already defined as given in the 2017 Ministry of the Interior and Safety (MOIS) guideline. In other words, the paper does not attempt to suggest optimal sensor location for the seismic safety evaluation of cable-stayed bridges. The proposed damage indices are based on those for building structures widely applied in the field already. Those include changes in natural frequencies and changes in relative lateral displacements. In addition, the study proposes other efficient damage indices as the rotation changes at the top of pylons and in the midspan of the girder system. Sensitivity analysis for various damage indices is performed through dynamic analysis using selected earthquake ground motions. The paper compares the effectiveness of the damage indices.

Key words: seismic safety evaluation, cable-stayed bridge, accelerometer, damage index, ground motion

1. 서론

한반도는 지진활동이 활발한 일본과 류큐 섬입지대 및 북부 중국 사이에 위치하지만 지진에 대해선 안정적인 유라시아판에 속한다[1]. 그러나 한국 기상청(KMA)의 보고서에 따르면 한반도에서의 지진 발생 빈도는 점진적으로 증가하고 있다[2]. 보고서에 수록된 1978년부터 2017년까지 발생한 지진 데이터에 의하면 규모 3.0 이상의 지진이 발생하는 확률이 5년마다 13%씩 증가하였으며, 최근 발생한 경주지진과 포항지진이 이들 중 강한 지진에 속한다. 이러한 지진 발생 추세와 관련하여 유관 정부기관이나 부처에서 지진이 발생하기 전 혹은 후의 재난을 감소시키기 위한 연구를 지속적으로 지원하고 있다. 2010년부터 장대교량의 지진에 대한 안전을 보장하기 위해 법으로 거동 데이터를 획득하도록 가속도계를 일정 개수 설치하도록 하고 있다. 그러나 건물의 경우 개발이 되어 있는 것과는 달리 교량에 대해서는 이렇게 획득하는 데이터를 분석하고 이를 활용하여 교량의 안전성을 평가하는 방법을 개발하는 것이 아직 제대로 이루어지지 못하고 있다. 따라

서 본 연구에서는 H형 주탑을 가진 2면 사장교의 지진 안전성을 실용적이면서 효과적으로 평가하는 방법을 개발하고자 한다. 특히 건물의 지진 안전성에 적용하는 지표들을 참조하여 사장교의 지진 안전성에 대한 지표를 개발하고 그 효율성을 검토하고자 한다.

다양한 지진 안전성 평가방법들이 소개되어 있다. Anastasopoulos et al. [3]은 통계모델과 지진에 의한 손상을 함수로 표현하는 비선형 회귀공식을 추정하여 도로교에 대한 실시간 지진 피해평가 시스템을 개발하였다. Liel and Haselton[4]은 비선형시간이력해석을 적용하여 교량의 지진 피해를 평가하는데 건물 내진평가법을 응용하는 방법론을 논의하였다. 지진취약도곡선에 기반한 지진 피해 평가는 가장 널리 사용되는 방법이다. Zhu et al.[5]은 손상확률을 평가하는데 사용되는 신뢰한계가 있는 취약도곡선을 만들어 공용중인 건물의 안전성 평가 도구를 개발하였다. 최근에는 퍼지 분석법이나 인공지능을 기반으로 하는 지진 손상 평가법이 소개되었다. Carreno et al.[6]은 지진 발생 후 건물의 안전성을 긴급하고 진단하기 위해 퍼지 논리 접근법과 접합한 순방향 신경망(Forward Neural Network)을 개발하였다. 논문에서 모델의 교정은 신경망을 어떻게 학습시키느냐에 따라 다르기 때문에 전문기술자에 의해 만들어진 실제 지진 손상 평가 데이터 베이스를 사용하여 수행되었다.

*Corresponding author: Shin, Soobong

E-mail: sbshin@inha.ac.kr

(Received January 1, 2019; Revised August 5, 2019; Accepted August 5, 2019)

Table 1. Required accelerometer installation locations [7]

Members	Sensor position	Number of locations	Sensor direction, number of sensors			
			Lon	Lat	Ver	Out of plane
Pylon	1. Foundation	1	1	1	1	-
	2. Deck position	2	2	1	-	-
	3. Pylon top	2	2	1	-	-
Girder	4. Deck mid span	2	-	1	2	-
Cable	5 Outermost cable	1	-	-	-	1

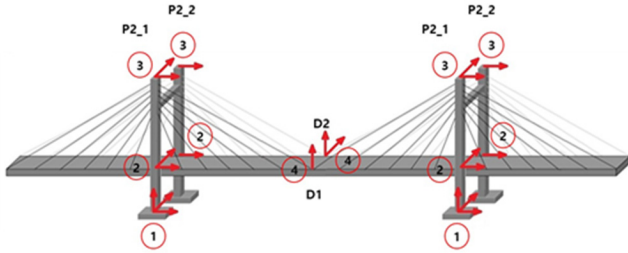


Fig. 1. Required accelerometer installation location [7]

2. 센서 배치 및 손상 시나리오

2.1 대상 사장교 개요

본 연구는 2개의 강거더로 주행을 구성하고 각 면이 72개의 사장케이블로 구성되어 있는 2면 2주탑 사장교를 대상으로 수행하였다. 교량의 길이는 총 870 m이며 주경간 470 m, 양쪽 측경간장 200 m이다. 편도 3차선 양방향 주행 교량으로, 바닥판의 폭은 32 m이다. 교량하부는 해수면에서 70 m 공간을 갖고 있다.

2.2 센서 종류와 배치

본 연구에서는 가속도계만 사용하였으며, 지진가속도계 설치 및 운영 표준화를 위한 한국지침[7]에 따라 가속도계를 Table 1 및 Fig. 1과 같이 설치하였다.

2.3 손상 시나리오

본 연구에서는 Table 2 및 Fig. 2에 정리한 총 11개의 손상 경우를 고려하였다. 손상은 단면 탄성계수의 90%를 감소시킨 것으로 설정하였다.

2.4 지반운동 생성

대상 사장교의 내진 안전성을 평가하기 위한 동적해석 수행을 위해 다수의 지진파 기록을 적용하여야 한다. 그러나 한반도에서 계속된 강진 기록이 충분하지 않기 때문에 본 연구에서는 총 25개의 적절한 인공 지반운동 데이터를 SeismoArtif2016 프로그램으로 생성하였다. 이 프로그램에서 요구

Table 2. Damage cases

Cases	Members	Description	
C1	Cable	1 cable damaged	P2.1 outer cable
C2			P2.1 mid cable
C3		2 cables damaged at the same time	P2.1 outer cables
C4			P2.1, P2.2 outer cables
C5			P1.1, P2.1 outer cables
C6			P1.1, P2.2 outer cables
C7	Girder	1 element damaged	Left
C8			Mid span
C9			Right
C10	Pylon	1 element damaged	Cross beam position
C11			Base position

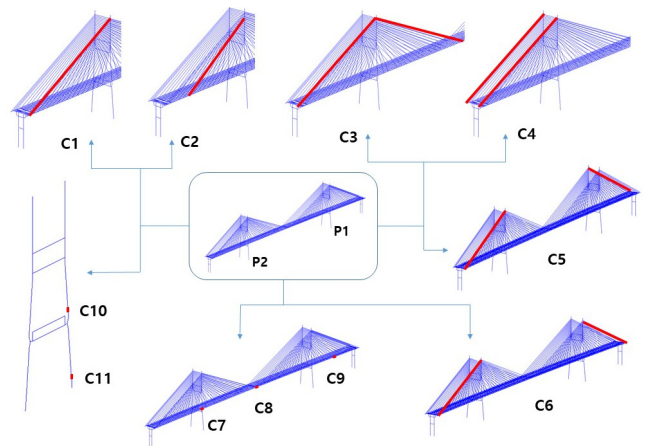


Fig. 2. Damage cases

하는 2개의 주요 데이터 변수는 목표스펙트럼과 포락 형상이다.

한국 도로교설계기준-한계상태설계법[8]에서 주어진 5% 감쇠비인 표준설계응답스펙트럼으로 다양한 지반운동을 모사하였다. 표준설계응답스펙트럼은 식 (1)과 식 (2)로 결정한다.

$$S_a(T) = 2.5C_a, \quad T \leq T_s \tag{1}$$

$$S_a(T) = \frac{C_v}{T}, \quad T \geq T_s \tag{2}$$

여기서 S_a = 설계응답스펙트럼 (g), T = 진동주기 (sec), C_a , C_v = 도로교 설계기준 표 9.5.4와 표 9.5.5에 주어진 지진계수[8], 그리고 $T_s = C_v / 2.5C_a$ (sec)이다.

토양 유형은 일반 토양(SB)으로 선택하였다. 지침[7]에 따르면 설계응답스펙트럼은 최소 요구조건이며 모사하는 지반운동이 이들 조건을 만족하여야 한다. 따라서 설계응답스펙트럼이 하한 PGA(최소 0.275 g) 및 상한 PGA(최대 0.45 g) 사이에서 이들 한계값에 맞게 스케일 조정이 되도록 지진파를 생성하였다. 최대 PGA 0.45 g는 2016년 경주지진 발생시 진앙에서 8 km 떨어진 KMA 관측소에서 계속된 PGA 수평성분(북-남방향)이 0.4303 g 인 것을 참조하여 정의한 것이다. 최소 PGA 0.275 g는 설계응답

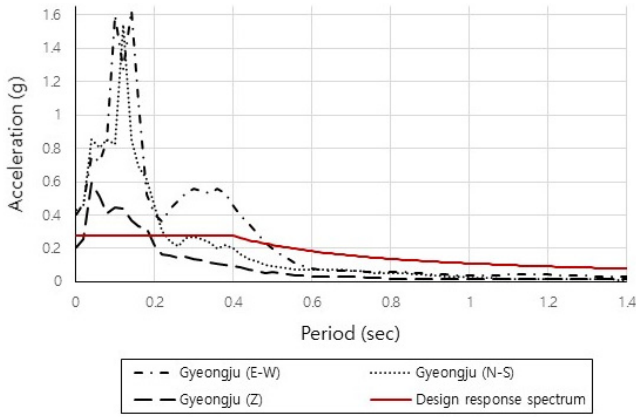


Fig. 3. Design response spectrum vs. Gyeongju 2016 spectrum

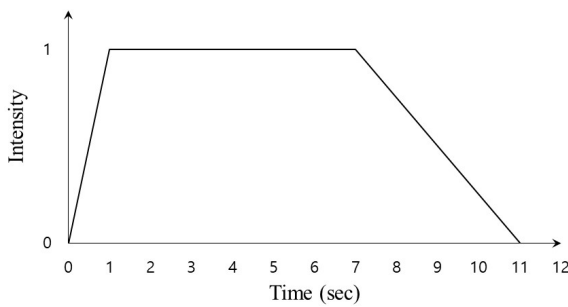


Fig. 4. Selected ground motion envelop shape

Table 3. Simulated ground motion cases

Cases	Components		
	Y PGA (g)	X PGA (g)	Z PGA (g)
1	0.444	0.422	0.336
2	0.439	0.3502	0.346
3	0.414	0.349	0.3045
4	0.4103	0.435	0.275
5	0.414	0.402	0.2734
6	0.408	0.394	0.253
7	0.4152	0.2956	0.1616
8	0.398	0.411	0.309
9	0.361	0.393	0.2035
10	0.368	0.376	0.275
11	0.349	0.433	0.2301
12	0.357	0.394	0.206
13	0.3504	0.299	0.224
14	0.324	0.419	0.226
15	0.321	0.3245	0.199
16	0.337	0.2901	0.234
17	0.328	0.318	0.232
18	0.307	0.3274	0.144
19	0.3384	0.2804	0.1605
20	0.283	0.315	0.225
21	0.287	0.2837	0.197
22	0.281	0.401	0.1915
23	0.2853	0.3163	0.165
24	0.276	0.379	0.1626
25	0.298	0.3358	0.1802

스펙트럼 최대값으로 정하였다. 위의 기준으로 설계한 설계응답스펙트럼은 Fig. 3과 같다.

지반운동 포락선 모양은 도로교설계기준[8]를 따라 결정하였다. 포락선 모양과 지반운동 지속 시간은 지진의 규모에 크게 좌우되기 때문에 본 연구에서는 2016년 경주지진을 참조하여 규모를 5.5~6.0으로 설정하였다. 선택한 포락선 모양은 Fig. 4와 같다.

이렇게 정의된 목표 스펙트럼과 지반운동 포락선 모양을 사용하여 3방향 요소의 인공 지반운동을 SeismoArtif 2016 프로그램을 사용하여 생성하였다. 이 프로그램은 특정 목표 응답 스펙트럼에 맞는 인공 지진 가속도를 생성할 수 있으며, 3방향 지반운동의 최대지반가속도를 Table 3에 정리하였다. 최대지반 가속도(PGA)는 0.275 g에서 0.45 g 사이에서 변동하고 있다.

3. 민감도 분석

3.1 고유진동수 변화율(DI1)

많은 연구자들이 손상 발생 초기에 감지하는 것이 가장 바람직하지만 감지하는 것이 어렵다는 보고를 하고 있다. 사장교와 같은 복잡한 구조물에서의 손상에 의한 고유진동수 변화를 초기에 감지할 수 있다면 아주 바람직한 것이 될 것이다. 따라서 본 연구에서는 H형 주탑 사장교의 1차~10차 고유진동수의 다양한 손상에 의한 변화율을 구하고 손상에 대한 민감도를 분석하였다. Fig. 5와 Table 4는 Fig. 1의 대상 사장교의 손상이 없는 경우 해석적으로 구한 고유진동수와 진동형상을 정리한 것이다.

대상 사장교의 Fig. 1에 제시된 각 가속도계 중 어느 위치에서 구한 고유

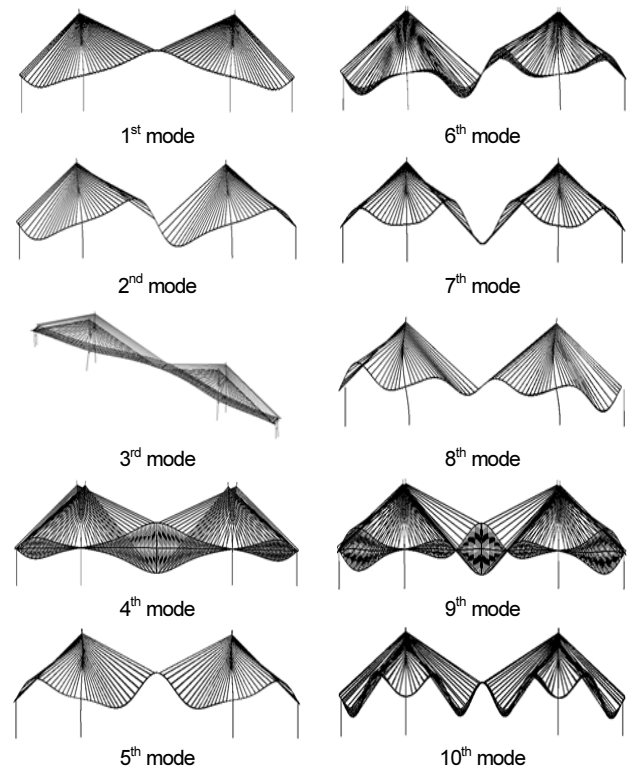


Fig. 5. Mode shape of OO cable-stayed bridge

Table 4. Natural frequency of OO bridge

Mode number	Natural frequency (Hz)	Mode shape
1	0.22	1st vertical bending
2	0.293	2nd vertical bending
3	0.317	1st lateral bending
4	0.439	1st torsion
5	0.464	3rd vertical bending
6	0.513	4th vertical bending
7	0.562	5th vertical bending
8	0.61	6th vertical bending
9	0.732	2nd torsion
10	0.757	7th vertical bending

진동수 가장 효과적인지를 판단하기 위해, Fig. 1에 있는 12개의 가속도계 위치에서 3방향(교축, 교축직각, 수직) 가속도 시간이력을 해석적으로 계산하고 Fast Fourier Transform (FFT)법을 사용하여 고유진동수를 추정하였다. 각 손상 경우마다 1차~10차 고유진동수의 변화를 각 위치 3방향에 대해 모두 구하고 이를 손상이 없는 경우의 기준값과 비교하는 식 (3)으로 고유진동수 변화율을 구하였다.

$$f_{ch} = \left(1 - \frac{f_d}{f_i}\right) \times 100\% \quad (3)$$

여기서, f_{ch} = 고유진동수 변화율, f_d = 손상 구조물의 고유진동수, f_i = 손상이 없는 구조물의 고유진동수이다.

각 방향별 고유진동수 변화율은 구분하여 요약 정리하였다.

3.1.1 교축방향 고유진동수 변화율

Fig. 2에 정의된 것에 따라 8개 위치에서 교축방향 가속도 시간이력이 계속된다.

- P1_1 top
- P1_1 deck position
- P1_2 top
- P1_2 deck position
- P2_1 top
- P2_1 deck position
- P2_2 top
- P2_2 deck position

Fig. 6과 Fig. 7은 25개 지반운동에 따른 1차~10차 고유진동수 평균 변화율을 바닥판 위치의 주탑과 주탑 상단에서 계산한 것을 각각 도시한 것이다. 각 그림의 표식은 11개 손상 경우에 대한 변화율을 모두 나타낸 것이다. 일반적으로, 1차~10차 고유진동수는 대부분의 가속도계 위치에서 1~5.6% 사이에서 변화하였으나, 주탑1의 상단에서 1차 고유진동수가 9.88%로 가장 크게 변화하였다. 교량 주탑 상단에서의 고유진동수들이 바닥판 위치에서의 주탑의 고유진동수보다 다소 크게 변화하는 양상을 보여 주고 있다.

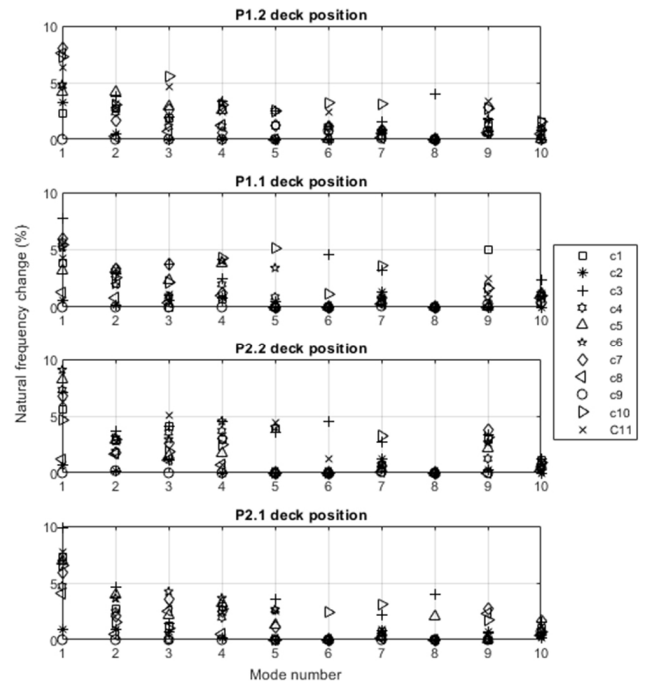


Fig. 6. Change in natural frequency of the pylon deck position in the longitudinal direction

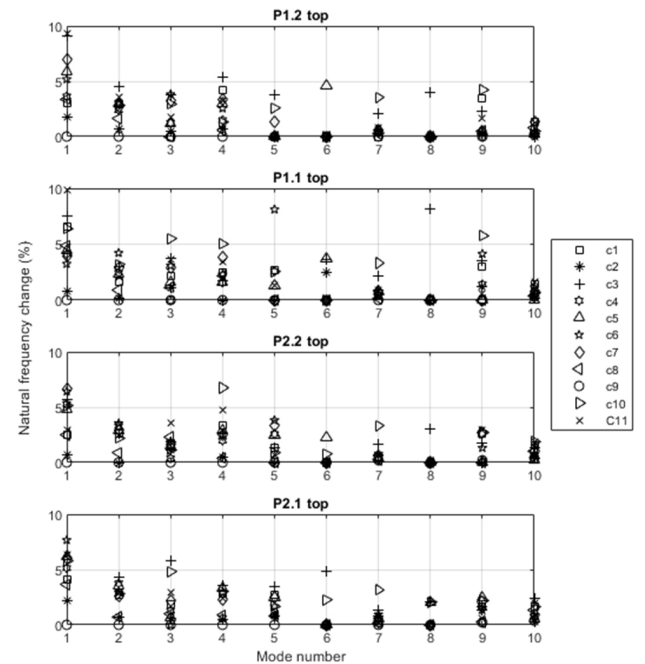


Fig. 7. Change in natural frequency of the pylon top in the longitudinal direction

3.1.2 교축직각방향 고유진동수 변화율

사상교 교축직각방향으로 계속된 가속도는 다음 5군데이다.

- P1_1 top
- P1_1 deck position
- Deck mid span (D1)
- P2_1 top
- P2_1 deck position

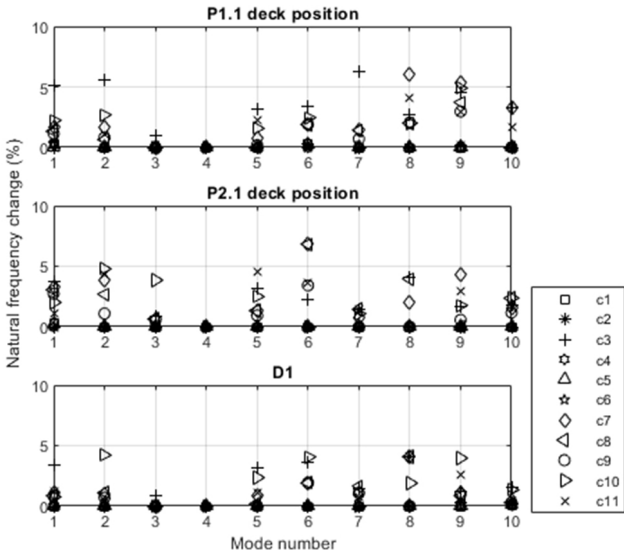


Fig. 8. Change in natural frequency of the pylon deck position and the deck midspan in the lateral direction

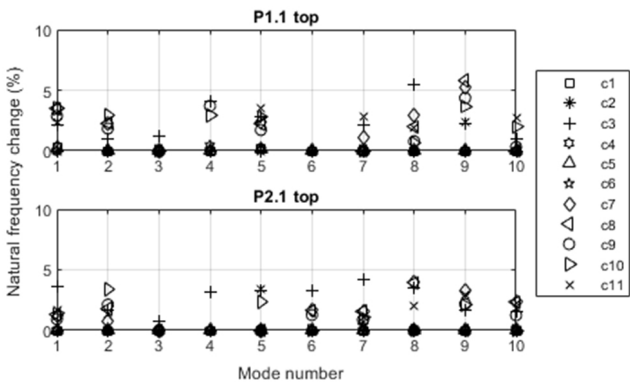


Fig. 9. Change in natural frequency of the pylon top in the lateral direction

Fig. 8과 Fig. 9에서 보듯이 교축직각방향으로 구한 1차~10차 고유진동수의 손상에 의한 변화는 상대적으로 민감하지 않다. 주탑 상단에서 구한 고유진동수와 바닥판 위치에서 구한 고유진동수가 거의 동일한 결과를 보여 주고 있다. 최대 변화율은 주탑1의 바닥판 위치에서 6차 고유진동수가 6.82% 변화한 것이다.

3.1.3 수직방향 고유진동수 변화율

사장교의 수직방향 가속도는 아래 두 군데에서 측정되었다.

- Deck midspan (D1)
- Deck midspan (D2)

Fig. 10에서 수직방향 가속도 시간이력에서 구한 고유진동수는 D2 위치에서의 1차 및 2차 고유진동수가 손상 경우 C1, C4, C5의 경우 6.19% 및 9%로 가장 크게 변화하였다. 그러나 전체적으로 D1과 D2 위치에서의 고유진동수 변화 추세는 유사한 것을 관찰할 수 있다.

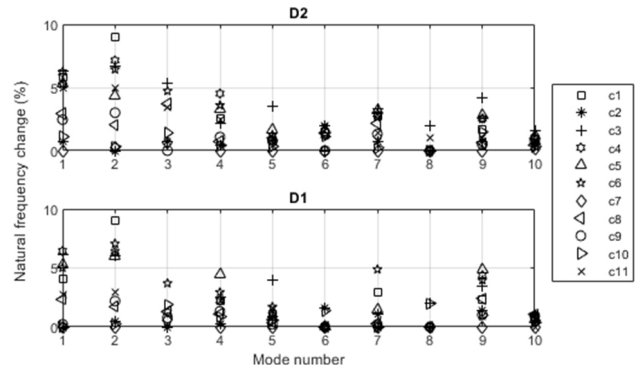


Fig. 10. Change in natural frequency of the pylon top in the vertical direction

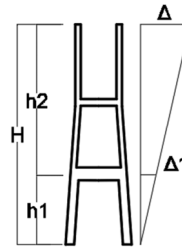


Fig. 11. Definition of pylon relative displacement

3.1.1~3.1.3의 Fig. 6~Fig. 10에서 살펴 본 다양한 케이블 및 주형에서의 손상에 의한 3방향 가속도 시간이력에서 구한 고유진동수의 변화율은 건축물에서 적용하고 있는 고유진동수 변화율에 대한 구조 안전성 평가지표인 10%에 비하여는 상대적으로 낮게 나타났다[9]. 참고로 10% 고유진동수 변화는 질량의 변화가 없다는 가정 하에 강성이 20% 감소한 경우에 해당된다.

3.2 주탑 상대변위 변화율(DI2)

건물에 적용하고 있는 지진 안전성 평가지표 중 하나는 층간 상대변위이다. 이 층간 상대변위를 응용하여 사장교 주탑에서의 상대변위를 고려하였다. 민감도분석을 위해 교축방향 및 교축직각방향 상대변위를 모두 고려하였다. 식 (4)~식 (6)이 주탑에서 고려할 수 있는 3가지 상대변위를 표현한 것으로 Fig. 11에 기호를 표시하였으며, 분석 결과는 교축방향과 교축직각방향으로 구분하여 Figs. 12~13에 정리하였다.

$$I_1 = \left| \frac{\Delta}{H} \right| \quad (4)$$

$$I_2 = \left| \frac{\Delta_1}{h_1} \right| \quad (5)$$

$$I_3 = \left| \frac{\Delta - \Delta_1}{h_2} \right| \quad (6)$$

여기서, Δ = 주탑 상단 변위, H = 주탑 높이, h_1 = 주탑 하부 높이, h_2 = 주탑 상부 높이이다.

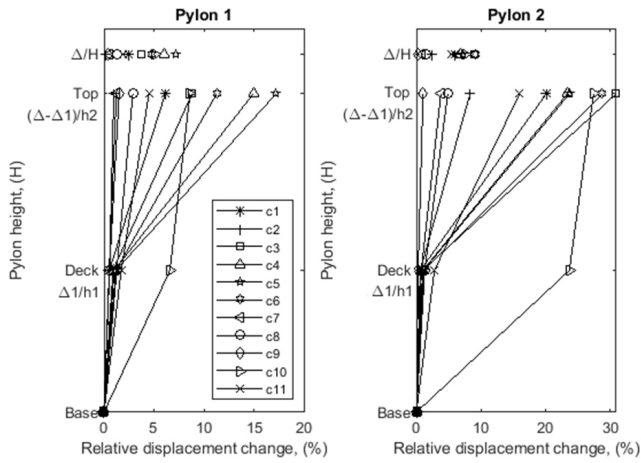


Fig. 12. Change in relative displacement in the longitudinal direction

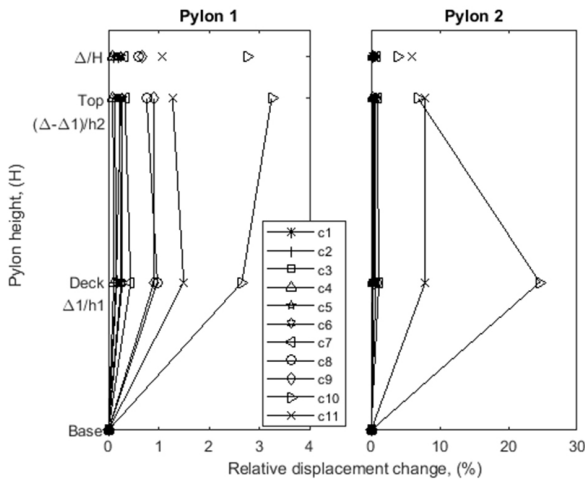


Fig. 13. Change in relative displacement in the lateral direction

3.2.1 교축방향 주탑 상대변위

Fig. 12는 25개 지반운동을 적용하여 구한 식 (4)~식 (6)의 3가지 지표의 교축방향 평균 상대변위를 표시한 것이다. Fig. 12에서 식 (6)에 의한 3번째 상대변위 지표가 손상에 의한 가장 큰 변화율을 분명하게 보여주고 있다. 식 (6)에 의한 지표는 주탑2에서 손상의 경우에 따라 주탑1에서 보다 큰 30.9%까지 변화하는 것을 보여주고 있다. 그 이유는 손상 경우 C5~C9를 제외한 모든 손상 시나리오가 주탑2에 적용되었기 때문인 것으로 판단된다. 반면에 식 (4)에 의한 주탑 상단에서의 변위를 주탑의 총높이로 나눈 값은 상대적으로 작은 0.2%~9.1% 변화를 보여주고 있다. 2번째 상대변위 지표인 식 (5)는 대부분의 손상경우에 대해서는 큰 변화를 보여주지 않지만 가로보와 바닥판 위치의 주탑에 손상이 발생한 경우는 성공적으로 식별하고 있음을 확인할 수 있다.

3.2.2 교축직각방향 주탑 상대변위

교축직각방향 주탑의 상대변위의 손상에 대한 민감도를 분석한 Fig. 13의 양상은 교축방향에 대한 Fig. 12와 유사하지만 식 (6)에 의한 3번째 지표

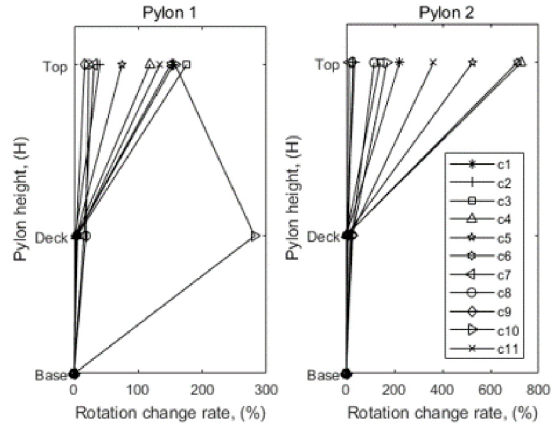


Fig. 14. Change in pylon rotation in the longitudinal direction

가 교축방향에 비해 크게 변화하지 않음을 확인할 수 있다. 특히 대부분의 손상 시나리오가 주탑2 주변에 주어졌기 때문에 주탑1에서의 변화는 상대적으로 작게 나타났다. 반면에 식 (5)에 의한 두 번째 지표는 상대적으로 크게 변함을 확인할 수 있다. 특히 손상 경우 C10과 C11에 의한 변화가 크게 나타나 주탑2에서 각각 7.89% 및 24.6%로 변화하였다.

교축방향과 교축직각방향의 민감도분석 결과를 종합하면 식 (5)에 의한 주탑 상부에서의 상대변위 변화를 우선적 지표로 분석을 하고 손상경우에 따라 효과적인 판단을 할 수 있기 위해 식 (6)에 의한 주탑 하부에서의 상대변위 변화를 보조적 지표로 분석하는 것이 바람직한 것으로 보인다. 이에 비해 식 (4)에 의한 주탑상단의 변위를 주탑의 총높이로 나눈 상대변위 지표는 대부분의 손상경우에 대해 다른 2개의 지표에 비해 민감하게 변화하지 않는 것으로 판단된다.

3.3 주탑 교축방향 회전각 변화율(DI3)

본 연구의 대상인 H형 주탑을 갖는 사장교의 경우, 주탑 상단에서의 수평회전각을 손상에 대한 안전성 지표로 사용할 수 있는지 검토하였다. Fig. 1에서 주어진 바에 따라 주탑 상단과 주형 위치의 주탑에서 교축방향 가속도가 양쪽에서 계속될 수 있기 때문에 식 (7)로 정의하는 교축방향 수평회전각 변화율만을 본 연구에서는 검토하였으며, 그 분석 결과는 Fig. 14에 정리하였다.

$$DI_3 = \left(1 - \frac{|\theta|_d}{|\theta|_i}\right) \times 100\% \quad (7)$$

여기서, θ_d = 손상된 교량 주탑의 회전각이며 θ_i = 손상이 없는 교량 주탑의 회전각이다.

Fig. 14에서 선택한 11개 손상 시나리오에 대한 회전각 변화의 결과를 보면 대부분의 손상경우에서 주탑 상단에서 구한 회전각의 변화율이 앞에서 검토한 어느 손상에 대한 지표 보다 아주 크게 나오고 있음을 확인할 수 있다. 따라서 주탑 상단에서의 교축방향 회전각이 사장교의 지진 안전성 평가를 위한 효과적인 지표로 활용될 수 있다고 할 수 있는 것으로 판단된다.

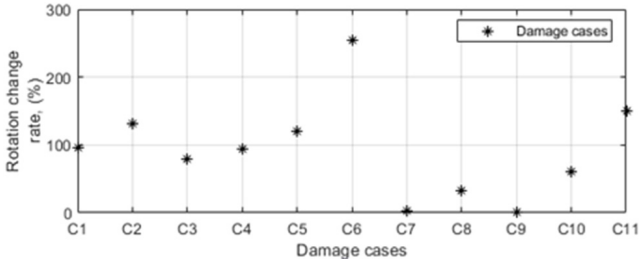


Fig. 15. Change in vertical rotation in the deck midspan

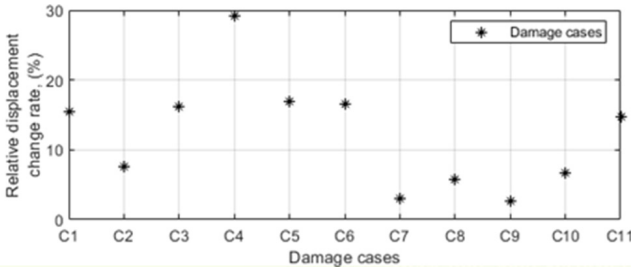


Fig. 16. Change in relative displacement in the deck midspan

3.4 중앙경간 바닥판 수직회전각 변화율(DI4)

Fig. 1에서 보듯이 중앙경간 중앙에서 수직방향으로 거더 양쪽에서 가속도를 측정하도록 하고 있기 때문에, 주탑 상단에서의 교축방향 수평 회전각의 변화율을 분석한 것처럼 이곳에서의 수직방향 회전각 변화율을 검토하고자 한다. Fig. 15는 식 (7)의 수직방향 회전각의 변화율을 도시한 것이다. 그림에서 케이블에 손상을 고려한 경우들에서의 바닥판 수직회전각 변화율은 78%~254%로 상당히 크게 변화함을 보여주며, 주탑에 손상이 있는 경우에도 60.1%~149.2%로 상당히 큰 변화를 보여주고 있다. 반면에 거더에 손상을 가정한 경우에 대해서는 상대적으로 낮은 0.9%~32.2% 변화를 보여주고 있다. 그러나 전반적으로 주탑 상단에서의 교축방향 회전각 변화율과 동일하게 중앙경간 바닥판 수직회전각 변화율 역시 사장교의 지진 안전성 평가를 위한 효과적인 지표로 활용될 수 있다고 판단된다.

3.5 경간중앙 바닥판 상대변위 변화율(DI5)

일반적으로 사장교와 같은 장대교량에서는 중앙경간 중앙 거더부 하단에서 수직변위를 측정하고 있기 때문에 중앙경간 중앙에서의 상대변위에 대한 손상에 따른 민감도를 식 (8)로 분석할 수 있다.

$$DI_5 = \left(1 - \frac{|d/L|_d}{|d/L|_i} \right) \times 100\% \quad (8)$$

여기서, d = 중앙경간 중앙에서의 바닥판 수직변위, L = 중앙경간장이다.

Fig. 16에서 식 (8)로 구한 중앙경간 중앙에서의 상대변위 변화율을 손상경우마다 25개의 지반운동을 적용하여 평균한 값을 도시하였다. 그림에서 손상 경우 C4에서 최대 29%의 최대 상대변위 변화율을 보여주고 있으며, 최저 변화는 주형에 손상이 있는 경우들에 해당한다. 따라서 케이블과 주탑에 손상이 있는 경우에 대해서는 효과적인 안전성 평가지표로 활용할

Table 5. Summary of safety indices

No.	Damage indices		Sensing direction	Effective
DI1	Natural freq. change	$DI_1 = \left(1 - \frac{f_d}{f_i} \right) \times 100\%$	Longitudinal	
			Lateral	
			Vertical	
DI2	Pylon relative displ.	$DI_2 = \left(1 - \frac{\left \frac{\Delta - \Delta_1}{h_2} \right _d}{\left \frac{\Delta - \Delta_1}{h_2} \right _i} \right) \times 100\%$	$\frac{\Delta}{H}$ Longitudinal	
			$\frac{\Delta_1}{h_1}$ Lateral	○*
			$\frac{\Delta - \Delta_1}{h_2}$ Longitudinal	○
			$\frac{\Delta - \Delta_1}{h_2}$ Lateral	
DI3	Pylon top horizontal rotation	$DI_3 = \left(1 - \frac{ \theta _d}{ \theta _i} \right) \times 100\%$	Longitudinal	○
DI4	Deck mid span vertical rotation	$DI_4 = \left(1 - \frac{ \theta d _d}{ \theta d _i} \right) \times 100\%$	Vertical	○
DI5	Deck mid span relative displ.	$DI_5 = \left(1 - \frac{\left \frac{d}{L} \right _d}{\left \frac{d}{L} \right _i} \right) \times 100\%$	Vertical	○

* effective when damage is in girder

수 있다고 판단된다.

3.6 민감도 분석 결과의 요약

아래 Table 5는 본 연구에서 수행한 민감도 분석 결과를 종합하여 요약한 것이다. 표에서 효과적으로 지진 안전성 평가지표로 활용할 수 있는 것은 ‘○’ 표시를 하였다.

4. 결론

본 연구에서는 H형 주탑 2면 사장교에 적용할 수 있는 지진 안전성 평가지표를 제시하고, 발생 가능한 손상 시나리오들을 적용하여 이들 지표들의 손상에 대한 민감도를 분석하여 지표를 효과적으로 활용할 수 있는지를 검토하였다. 민감도 분석을 위해 인공 지반운동 25개를 국내에 적용 가능한 PGA 수준 범위에서 임의로 생성하여 사용하였다.

본 연구에서 검토한 지진 안전성 평가지표로는 기본적으로 고유진동수의 변화율, 주탑에서 상대변위 및 회전각의 변화율, 중앙경간 중앙에서의 상대변위 및 회전각의 변화율을 선택하였다.

1) 고유진동수 변화율(DI1): 선택한 손상경우에 대해 대상 사장교의 고유진동수의 변화는 지진에 대한 안전성 평가지표로 활용하기에는 효율적이지 못한 것으로 판단된다. 선택한 모든 손상경우에 대해 어느 위치, 어느 방향에 대해서도 10% 이내의 고유진동수 변화율을 보여주었으며, 대부분의 손상경우에 대해 5% 정도의 고유진동수 변화만을 보여주었다.

- 2) 주탑 상대변위 변화율 (DI2): 선택한 손상경우에 대해 대상 사장교의 주탑 상대변위 변화는 교축방향 및 교축직각방향에 대해 주탑 상부의 상대변위 변화를 우선적 지표로, 주탑 하부의 상대변위를 보조 지표로 적용하면 효과적으로 선택한 손상의 경우에 대해 사장교의 안전성을 평가할 수 있는 것으로 판단된다. 이에 비해 주탑상단의 변위를 주탑의 총높이로 나눈 상대변위 지표는 대부분의 손상경우에 대해 효율적이지 않은 것으로 판단된다.
- 3) 주탑 교축방향 회전각 변화율 (DI3): 주탑 상단에서의 교축방향 회전각이 사장교의 지진 안전성 평가를 위한 효과적인 지표로 활용될 수 있다고 할 수 있는 것으로 판단된다.
- 4) 경간중앙 바닥판 수직회전각 변화율 (DI4): 선택한 손상경우에 대해 대상 사장교의 중앙경간 바닥판 수직회전각 변화율은 사장교의 지진 안전성 평가를 위한 효과적인 지표로 활용될 수 있다고 판단된다.
- 5) 경간중앙 바닥판 상대변위 변화율 (DI5): 케이블과 주탑에 손상이 있는 경우에 대해 대상 사장교의 지진 안전성 평가를 위한 효과적인 지표로 활용할 수 있다고 판단된다. 그러나 주형부에 손상이 있는 경우에 대해서는 민감도가 낮아 효율성이 낮은 것으로 보인다.

본 연구에서는 H형 주탑 2면 사장교에 적용할 수 있는 지진 안전성 평가 지표를 제시하였다. 그러나 손상 위험에 따른 등급의 구분은 해석적으로만 구해지는 것이 아니라 전문가 집단의 최종 판단과 합의가 필요한 것이기 때문에 이에 대한 연구는 향후 과제로 진행될 것을 제안한다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 건설기술연구사업의 연구비지원(19SCIP-B146-946-02)에 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Chiu JM, Kim SG. Estimation of regional seismic hazard in the Korean peninsula using historical earthquakes data between A.D.2 and 1995. *Bulletin of the seismological society of America*. 2004 Feb;94(1):269-284.
2. Korea Meteorological Administration. *Earthquake Report 2017*. c2018 Apr.
3. Anastasopoulos I, Anastasopoulos P, Ch, Agalianos A, Sakellariadis L. Simple method for real-time seismic damage assessment of bridges. *Soil dynamics and earthquake engineering*. 2015;78:201-212.
4. Liel AB, Haselton CB. Lessons learned from seismic collapse assessment of buildings for evaluation of bridge structures. *Lifeline earthquake engineering in a multihazard environment ASCE*. 2009; 1151-1162.
5. Zhu L, Elwood KJ, Haukaas T. Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. *Journal of structural engineering, ASCE*. 2007 Sep;133(9).
6. Carreno ML, Cardona OD, Eeri M, Barbat AH. Computational tool for post-earthquake evaluation of damage in buildings. *Earthquake spectra*. 2010 Feb;26(1):63-86.
7. Ministry of the Interior and Safety. *Installation and operation standard of seismic accelerometer sensors 2017*, article 22, location and number of seismic acceleration sensors installations, c2017; p. 6.
8. Ministry of Land Infrastructure and Transport. *the Limit-State based Bridge Design Specification - Cable Bridge 2016*. c2016; 9-1-9-19.
9. Yoon SW, Park Y, Ji JH, Lim JH, Jang DW. Vibration characteristics of a three-story reinforced concrete building before and after damage. *Journal of Korean association for spacial structures*. 2009 Sep;9(3):59-66.