

모니터링 시스템의 계측자료를 기반으로 한 닐슨아치 교량의 내풍 안정성 평가

Estimation of Wind Resistance Capacity of Nielsen Arch Bridge Based on Measured Data From Monitoring System

이 덕 근¹⁾ 임 성 순^{2)*}
Lee, Deok Keun Yhim, Sung Soon

Abstract

The wind resistant capacity of bridges with a span of less than 200m is typically evaluated by Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges in Japan. Also, the first vertical frequency plays an important role in the evaluation of their aerodynamic performance. An unexpected vortex-induced vibration of Nielsen arch bridge with span of 183m designed by this manual has been measured by monitoring system during typhoon. The amplitude of vibrations was about 2 times than the allowable vibration displacement. This paper presents the feature of vortex-induced vibration of this Nielsen arch bridge based on measured wind velocity, wind direction, and responses at midspan of main girder. From the result of FFT, the 1st mode shape of the bridge is antisymmetric and the 2nd is symmetric. Also, the dominant vibration of the bridge is the 2nd vertical mode. According to these results, the 2nd vertical vibration mode of this Nielsen arch bridge is prior to the first for the estimation of wind resistance capacity.

Keywords : Nielsen arch bridge, Vortex-induced vibration, Mode shape, Monitoring system, Wind resistant capacity

1. 서론

사장교나 현수교와 같이 케이블 부재로 지지되는 교량은 경간장이 길어질수록 유연한 구조가 되어 풍하중에 의한 진동이 구조물 전체의 안정성을 지배하게 된다. 사장교, 현수교와 같은 장대교량은 설계시부터 풍동 모형 실험, CFD 해석, 베펀팅 해석 등을 통하여 내풍 안정성을 평가한다.

그러나 설계시 예측한 풍응답은 교량 현장 조건과 난류강도, 난류스펙트럼 등 풍 특성에 따라 실제 교량에 발생한 응답과 다를 수 있다. 따라서 시공중 또는 공용중에 풍속계, 가속도계, 처짐계 등 계측센서를 구조물에 설치하여 실측된 풍속과 구조물 응답을 설계시 예측한 것과 비교한 연구가 기존에 여러 연구자들에 의해 수행되었다.

국외 연구의 경우 Macdonald (2003)가 사장교에 대한 베펀팅 응답을 계측하여 설계치와 비교하였으며 Y.L. Xu 등

(2004)은 태풍 발생시 풍하중 작용 방향에 따른 현수교의 베펀팅 계측 응답을 분석하였다. Wang (2008)은 모니터링 시스템의 계측자료를 바탕으로 베펀팅 응답을 분석하여 수치시뮬레이션 모델을 검증하였다. 국내의 경우 S. H. Kim (2010)은 현장 계측자료와 풍동실험 자료를 기반으로 공력어드미턴스를 고려한 풍 해석을 수행하였다.

계측자료를 기반으로 한 기존의 풍응답 분석은 사장교와 현수교의 베펀팅에 의한 동적 거동이였으며 Highway Bridge Design Standards를 따르는 200m 이하의 아치교에 대한 동적 풍응답에 대한 연구는 현재까지 미흡한 실정이다. 이는 아치교의 강성이 비교적 커서 풍하중에 의한 동적 거동이 교량 전체의 안정성 및 사용성에 미치는 영향이 사장교나 현수교보다 크지 않기 때문이다.

따라서 이러한 아치교량의 내풍설계는 일본의 Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges에서 제시하는 추정식

1) 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 박사과정
2) 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 교수, 교신저자

* Corresponding author : yhimss@uos.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2013년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 2013년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

에 의거하여 내풍 안정성을 검토하며 대부분의 경우 풍동실험을 통한 확인이 불필요한 것으로 판정된다. 그러나 닐슨 아치 교량의 경우 리브와 거더가 케이블로 지지되어 일반 아치 교량에 비해 전체적인 강성이 작기 때문에 내풍 안정성 평가가 필요한 경우가 있다.

본 논문에서는 모니터링 시스템으로부터 측정된 풍하중에 의한 연직 진동 현상과 설계시 적용한 내풍 안정성 검토식을 분석하여 닐슨 아치교의 내풍 안정성 검토시 반드시 고려해야 할 진동 모드를 제시하였다.

2. 모니터링 시스템

2.1 모니터링 시스템 개요

대상교량의 모니터링 시스템은 준공년도인 2005년에 구축되었으며, 2009년에 일반국도상의 특수교통관리계측시스템과 통합하여 현재까지 운영 중이다. 모니터링 시스템은 유지관리를 위한 참고자료 확보를 위하여 구축되었으며, 데이터는 10분 평균값으로 DB에 저장되고 있다.

센서가 설치된 각 구조부재의 관리기준치는 설계 하중에 대한 응력 및 사용성 기준에 대한 값을 참고하여 설정하였다. 실시간 데이터는 미리 설정해놓은 관리기준치를 초과하는 경우에만 저장하도록 구성되어 있다. 또한 전체 센서에 대한 최근 4일간의 실시간 데이터가 임시로 보관되고 있어 필요시 따로 저장하여 구조거동 분석에 이용된다.

모니터링 시스템에 포함된 계측센서는 처짐계, 가속도계, 온도계, 변형률계, 풍속계, 신축변위계, 경사계를 포함하여 총 99개이다. 교량 현장의 로거로부터 수집된 데이터는 현장 서버까지 광통신으로 전송되며 현장서버에서 통합관리계측 시스템까지는 상용 인터넷 망을 통해 통합 DB서버에 전송된다.

2.2 계측센서 설치 위치

모니터링 시스템에는 교량의 동적 응답과 풍환경을 계측할 수 있도록 가속도계와 처짐계, 변형률계, 풍속계가 설치되어 있으며, 온도변화에 대한 교량의 정적거동을 평가하기 위해 온도계, 신축 변위계, 변형률계로부터 10분에 1회의 데이터를 획득하도록 구성되어 있다.

Fig. 1은 모니터링 시스템을 구성하는 동적 센서의 설치 위치를 나타낸 것이다. 교량 중앙 경간 교면 상단의 고도는

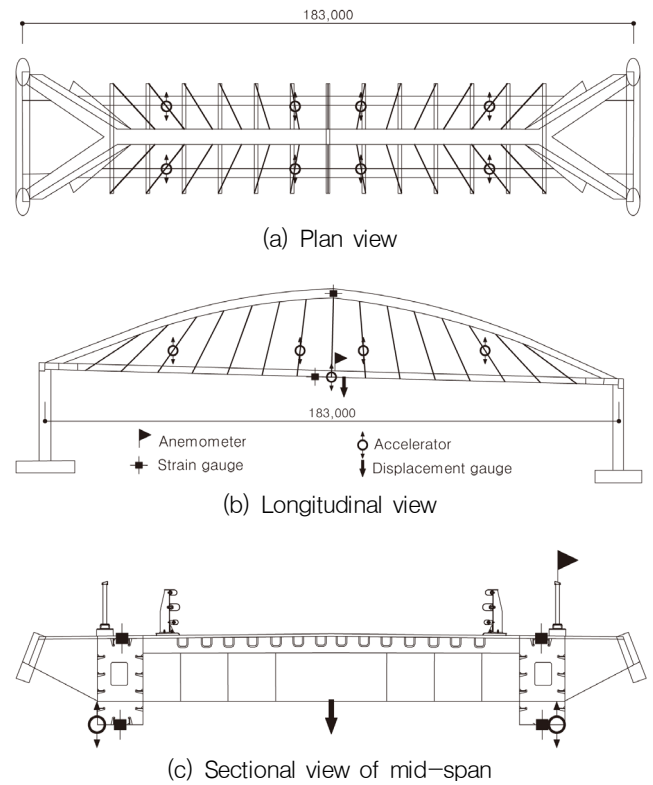


Fig. 1 Positions of sensors

해수면으로 27.0m이며 초음파 형식의 풍향-풍속계는 교면 상단으로부터 약 3.0m 높이에 설치되어 있다. 평균 해수면으로부터 30m 높이에서 측정되는 풍속과 풍향 데이터 샘플링 수는 초당 10개이다. 가속도계의 위치는 중앙경간 1/2지점의 좌측과 우측 거더 내부에 설치되어 있으며 데이터 샘플링 수는 초당 100개이다.

가속도계는 중앙경간 1/2지점의 거더 내부에 연직방향으로 설치되어 있어 대칭 형상의 2차 연직 진동 모드는 모니터링 할 수 있으나 역대칭 진동모드인 1차 연직 진동모드는 모니터링되지 않는다.

모니터링 시스템을 구성하는 정적 센서인 온도계, 정적 변형률계, 경사계, 신축 변위계는 10분에 1개의 데이터가 기록된다. 이러한 정적 센서는 풍하중에 의한 진동 거동을 나타내지 못하므로 Fig. 1에는 표시하지 않았다. 또한 본 논문에서는 거더의 풍응답을 분석한 것이므로 거더에 설치된 가속도계와 처짐계, 풍속계의 실시간 데이터만을 분석에 이용하였다.

3. 동적 특성

교량의 동적 특성은 구조물의 강성, 질량, 감쇠비에 의해

결정된다. 본 논문에서는 모니터링 시스템으로부터 획득한 가속도 계측자료와 교량 구조물 설계시 국내에서 일반적으로 사용하고 있는 Midas Civil 2012를 이용한 고유치 해석 결과를 바탕으로 모드 분석을 하였으며 이를 동적 특성치로 나타내었다.

Fig. 2는 중차량이 교량을 통과할 때의 실시간 데이터와 중차량 통과 이후 자유 진동 구간에서의 연직 가속도에 대한 진동수와 비틀림 가속도에 대한 진동수를 나타낸 것이다. Fig. 2의 실시간 계측데이터는 교량 현장에서의 풍속이 2.0m/s 이하로 풍하중에 의한 진동의 영향이 거의 없는 상태이다.

Fig. 3(a)는 거더 좌우측에 설치된 연직방향 가속도 데이터의 차이를 가속도계 설치 위치로 나누어 비틀림 가속도로 나타낸 것이며 Fig. 3(b)는 비틀림 가속도를 푸리에 변환하여 주파수 영역에서 나타낸 것이다.

시계열 데이터를 푸리에 변환한 결과 0.809Hz, 1.135Hz, 3.274Hz, 4.114Hz가 탁월하게 나타났다. 교량에 설치된 가속도계는 중앙경간 1/2지점에 설치되어 있기 때문에 모드 형상이 역대칭인 연직 진동수는 계측에 의해 거의 나타나지 않았다. Fig. 2(b)와 Fig. 3(b)에서 피크 주파수 크기를 비교해 보면 첫 번째 진동수인 0.809Hz는 비틀림 모드에 대한 것이고, 두 번째 진동수인 1.135Hz는 연직 2차 모드에 대한 진동수임을 알 수 있다.

Table 1에는 구조해석 프로그램인 Midas civil 2012의 고유치 해석결과, 계측, 설계시 내진해석 결과로 나타난 진동수를 비교하여 나타내었다.

B. K. Lee et al. (1990)의 연구에 의하면 아치 구조는 일반적으로 스펙-라이즈비가 크면 1차 진동 모드 형상이 역대칭, 2차 진동 모드 형상이 대칭으로 나타나게 된다. 그러나

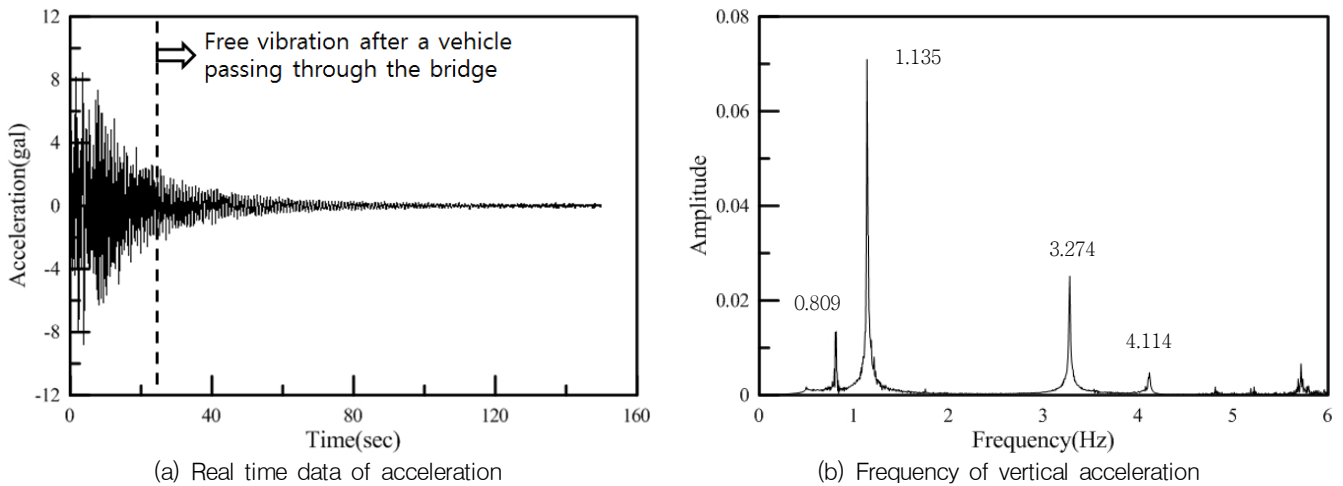


Fig. 2 Real time data and frequency of vertical mode

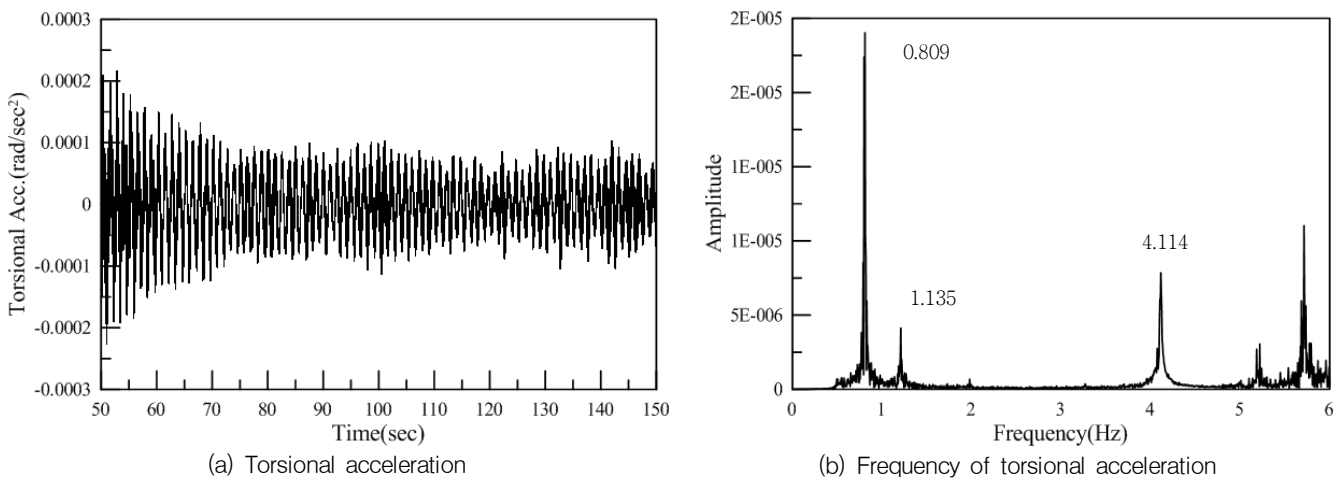
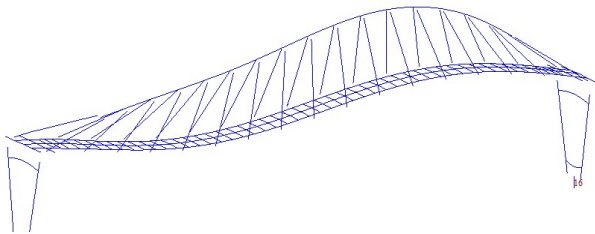


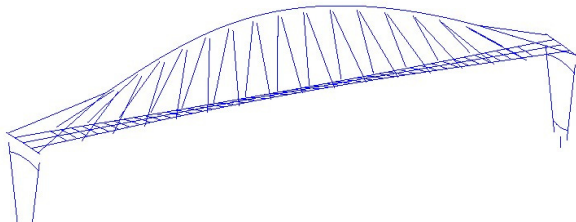
Fig. 3 Real time data and frequency of torsional mode

Table 1 Comparison of frequency and mode shape

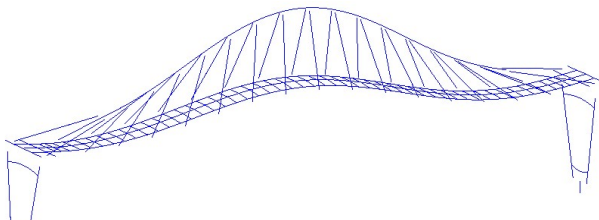
Mode	Present study		Design		
	Frequency [Hz]		Mode shape	Frequency [Hz]	Mode shape
	Analysis	Measured			
1st	0.668	-	Vertical (Anti-symm.)	0.527	Torsional
2nd	0.827	0.809	Torsional	0.806	Vertical (Anti-symm.)
3rd	1.149	1.135	Vertical (Symm.)	1.168	Vertical (Anti-symm.)



(a) First vertical mode shape (0.668Hz)



(a) First torsional mode shape (0.827Hz)



(c) Second vertical mode shape (1.149Hz)

Fig. 4 Vibration mode shapes

아치교량의 경우에는 스패ن-라이즈비와 함께 아치리브와 거더의 강성비에 따라 1차 모드 형상이 대칭 또는 역대칭으로 나타날 수 있다. 대상교량은 아치-라이즈비가 1/7.7로써 일반적인 아치교량이 1/5~1/6인 것에 비해 작다. 따라서 고유치 해석에 의한 진동 모드 형상을 Fig. 3에 나타내었으며 1차 연직 진동 모드는 역대칭, 2차 연직 진동 모드는 대칭 형상임을 확인하였다.

4. 설계시 내풍 안정성 검토

국내에서 장대교량 설계시 내풍 안정성 검토는 일반적으

Table 2 Conditions of dynamic wind resistant design

Necessary condition	Possible vibration phenomena
$L \times V_d / B > 330$, $B/d < 5$ and $I_u < 0.15$	Galloping
$L \times V_d / B > 200$ and $I_u < 0.20$	Vortex-induced vibrations

로 일본의 Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges와 국내 기준인 Guidelines for cable-steel bridges에 따라 동적 내풍 설계의 필요성을 판정하고 필요시 풍동실험과 CFD해석을 통해 발산 진동과 와류 진동에 대한 검증을 수행한다. 본 논문의 대상교량은 200m 이상이 되는 장대교량은 아니지만 넓은 아치교 특성상 전체 강성이 일반 아치교에 비해 작기 때문에 설계시 내풍 안정성 검토가 수행되었다.

전체 교량에 대한 내풍 안정성 검토는 일본의 Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges에 의하여 수행되었으며, 강플레이트 거더교, 강상자형교에 대한 동적 내풍 설계의 필요성 판정 기준은 Table 2와 같다. Table 2에서 경간장 $L=183m$, 교폭 $B=12m$, 형고 $d=2.2m$, 설계풍속 $V_d=53.3m/s$ 이다.

Structural Redesign of Bridge between Yecheon~Hwayang에 의하면 연직 발산 진동과 연직 와류 진동이 발생할 가능성이 있는 것으로 조사되었다. 식 (1)은 연직 발산 진동에 대한 안정 조건으로써 V_{cg} 는 연직 겔로핑 발현 풍속이고 V_{rg} 는 겔로핑 조사 풍속이며 이는 설계풍속에 안전율을 고려한 $1.2 \times V_d$ 이다. 식 (2)에서 f_v 는 연직 1차 고유진동수로 설계시 0.806Hz가 적용되었고, B 는 교폭 12m이다.

$$V_{cg} > V_{rg} \quad (1)$$

$$V_{cg} = 8.0 \times f_v \times B \quad (2)$$

설계시 1차 연직 진동 모드에 대한 겔로핑 발현 풍속 $V_{cg}=77.4m/s$, 겔로핑 조사풍속 $V_{rg}=63.96m/s$ 로 검토되어 연직 발산 진동에 대해서는 풍동실험을 통한 확인 및 검증이 불필

요한 것으로 검토되었다.

연직 외류 진동에 대한 검토는 식 (3)과 식 (4)를 적용하였으며, 식 (3)에서 V_{cvh} 는 진동 발현 풍속, V_{rvh} 는 외류진동 조사 풍속으로 설계풍속 V_d 와 같다.

$$V_{cvh} > V_{rvh} = V_d \quad (3)$$

$$V_{cvh} = 2.0 \times f_v \times B \quad (4)$$

설계시에 식 (4)에 연직 1차 진동수를 적용하여 외류진동 발현 풍속을 19.3m/s로 검토하였다.

진동폭 검토는 식 (5)~식 (7)을 적용하였으며 식 (5)의 h_c 는 외류 진동 발생 진폭, h_a 는 허용 진폭을 의미한다. 외류 진동 발생 진폭은 식 (6)을 적용하여 추정할 수 있으며, E_h 는 연직 진동모드에 대한 진폭 환산 계수, E_{th} 는 난류에 의한 진동 응답 진폭의 저감계수, ρ 는 공기 밀도, δ_h 는 구조감쇠계수로서 강거더교에 대한 구조감쇠 추정식인 $0.75/\sqrt{L}$ 에 의하여 산출하였다.

$$h_c < h_a \quad (5)$$

$$h_c = \frac{E_h \times E_{th}}{M \times \delta_h} \times \rho \times B^3 \quad (6)$$

$$h_a = 0.04/f_v \quad (7)$$

식 (6)과 식 (7)에 의한 허용 진동폭은 49.6mm이고 발생 진동폭은 22.8mm로써 동적 내풍 안정성에 문제가 없는 것으로 설계시 검토되었다.

5. 현장 풍속 특성

교량의 거동에 영향을 미치는 바람의 대표적인 특성은 고도별 풍속, 풍향, 난류강도, 조도지수, 거스트 계수 등이 있다. 본 논문에서는 2012년 8월과 9월 사이에 발생한 14호 태풍 덴빈, 15호 볼라벤, 16호 산바가 대상교량에 영향을 주었을 때 측정된 풍향과 풍속, 풍속에 따른 난류강도를 분석하였다.

Fig. 5는 풍향을 16방위로 나누어 각 해당 방위별 평균 풍속을 도시한 것이다. 태풍시 교량현장에 발생한 20m/s 이상의 풍속은 교축직각방향인 동풍과 동남동풍이다.

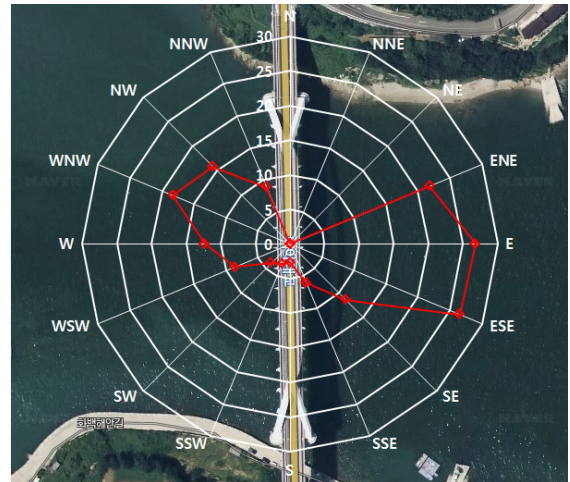


Fig. 5 Diagram of wind direction and velocity

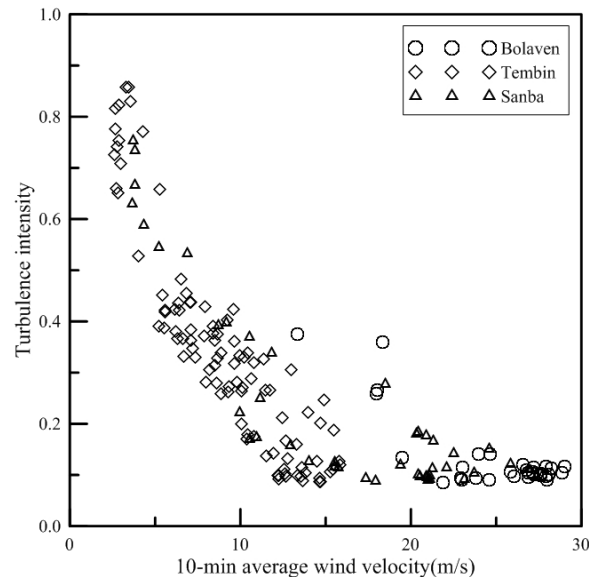


Fig. 6 Turbulence intensity

시간적으로 변동하는 풍속은 평균 풍속 V 와 변동 풍속 $u(t)$ 로 구분하여 나타낼 수 있다. 풍속의 변동성분 크기를 나타내기 위한 난류강도 I_i 는 식 (8)과 같이 평균 풍속 V 와 표준편차 σ_i 의 비로 정의된다. i 는 기류방향, 수평방향, 연직 방향을 나타낸다.

$$I_i = \frac{\sigma_i}{V} \quad (8)$$

식 (8)을 이용하여 태풍 발생시 평균 해수면으로부터 30m 위치에서 측정된 10분간 실시간 데이터 175개 샘플의 난류강도를 Fig. 6에 나타내었다. 풍속은 교축직각방향 성분의

Table 3 Comparison of turbulence intensity

Classification	eqn. (9)	Manual in Japan	Measured data	
			over 15m/s	over 20m/s
I_u	0.125	0.130	0.125	0.112

10분간 평균 풍속이며, 풍속이 증가함에 따라 난류강도는 점차 감소하며 평균 풍속 15m/s 이상에서 평균 난류강도는 0.125이며 최소 난류강도는 0.086이다.

Guidelines for cable-steel bridges에서는 고도에 따른 기류방향의 난류강도를 식 (9)와 같이 산정할 수 있도록 제시하고 있다.

$$I_u = \frac{1}{\ln(30/z_0)} \cdot \left(\frac{30}{z}\right)^\alpha \quad (9)$$

식 (9)에서 I_u 는 고도에 따른 기류방향의 난류강도, z_0 와 α 는 각각 최소 높이와 조도계수로써 해안지역에서는 지표조도구분 I에 해당하는 값인 0.01과 0.12이다. z 는 고도로써 교량에 설치된 풍속계의 높이인 30.0m를 적용하였다.

현장에서 측정한 난류강도는 풍속에 따라 0.858에서 0.086까지 변화하며 전체 풍속에 대한 평균 난류강도는 0.277이다. Fig. 6에서 볼 수 있듯이 15m/s 이상의 풍속에서는 난류강도가 일정한 값에 수렴하고 있다. Table 3에는 풍속이 15m/s, 20m/s 이상에서 측정된 난류강도와 식 (9)를 적용한 난류강도, 일본의 Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges에서 제시된 난류강도를 비교하여 나타내었다.

강성이 일반 거더교보다 비교적 작은 장대교량은 바람에 의하여 외류 진동, 버페팅 진동, 플러터 진동이 발생할 수 있다. 이중에서 외류 진동은 비교적 저풍속에서 발생하며 난류 강도가 작은 등류에서 발생할 가능성이 높은 것으로 알려져 있다.

대상교량에서 발생한 진동은 비교적 높은 풍속인 20m/s~30m/s에서 발생하여 버페팅에 의한 진동과 외류 진동 성분이 함께 발생한 것으로 판단된다. 또한 20m/s 이상의 풍속 발생시 교량 현장에서 측정한 난류강도가 설계지침에서 제시하는 난류강도 보다 작은 값을 나타내고 있어 버페팅에 의한 진동보다는 외류진동 응답이 크게 발생할 가능성이 높은 것으로 사료된다.

6. 태풍시 발생 진동

2012년에는 여러 차례의 강한 태풍이 발생했다. 특히 14

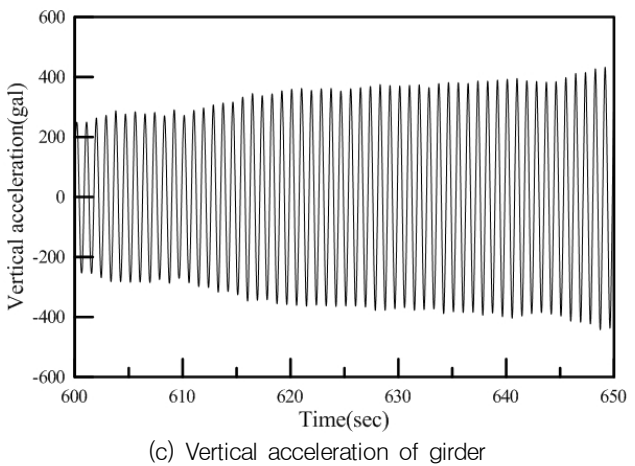
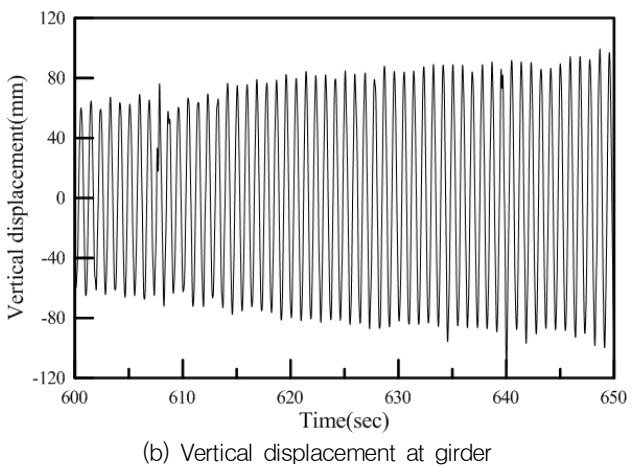
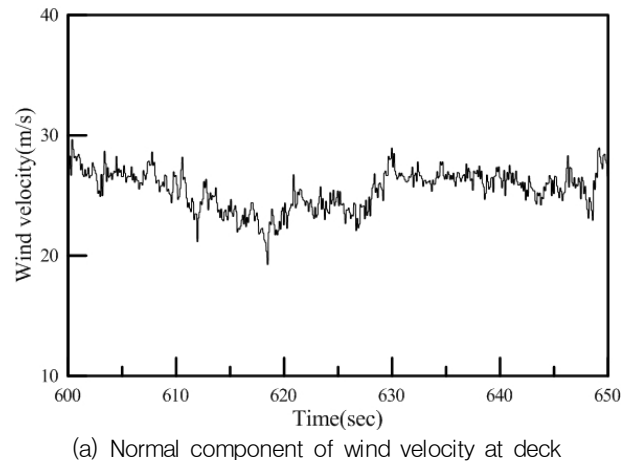


Fig. 7 Real time wind velocity and responses

호, 15호, 16호 태풍은 국내에 큰 피해를 주었으며 대상교량에도 사용성을 초과하는 진동을 유발하여 일정시간 동안 차량통행을 금지했다. Fig. 7에 15호 태풍 블라벤이 최대 응답을 발생시켰을 때의 50초간의 풍속, 연직변위, 가속도 시계열 데이터를 나타낸 것이다. 50초간 교축 직각 방향의 풍속

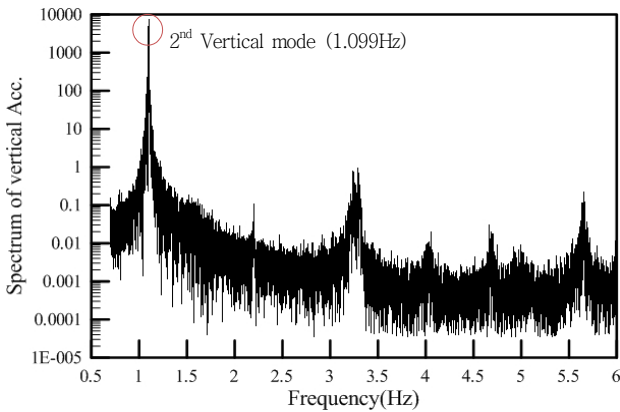


Fig. 8 Spectrum of vertical acceleration at 25m/s of wind velocity

은 19.3m/s~29.6m/s의 범위에 있으며 50초간 평균 풍속은 25.3m/s이다. 이때 계측된 최대 연직 변위 진폭은 94.5mm, 연직 가속도 진폭은 447gal이다. 진동 발생시 가속도의 시계열 계측값을 푸리에 변환하여 고유 진동수를 추출하였으며, 태풍에 의한 진동 발생시에는 2차 연직 진동수에 해당하는 진동수인 1.099Hz가 탁월하게 나타나고 있다. 1개의 진동 모드로 진동하게 되는 경우 식 (10)을 적용하여 최대 가속도로부터 최대 연직 진폭을 추정할 수 있으며, 추정 결과 93.7mm로 변위 계측값과 거의 일치하는 결과를 나타내고 있어 한 개의 모드로 진동하고 있음을 알 수 있다.

$$d_{max} \approx \frac{a_{max}}{(2\pi f)^2} \quad (10)$$

여기서, d_{max} 는 최대 연직 진폭, a_{max} 는 최대 연직 가속도 진폭, f 는 진동수 (Hz)이다.

Fig. 8은 최대 연직변위 발생시 가속도 응답에 대한 파워 스펙트럼이며 탁월한 진동수는 1.099Hz로 2차 연직 모드로 진동하고 있음을 나타내고 있다. 식 (4)에 진동 발생시 계측된 연직 진동수를 대입하면 26.4m/s로 최대 변위 진동 발생시 계측된 10분 평균 풍속 26.03m/s와 유사한 값을 나타내고 있다.

Fig. 9는 10분 평균 풍속에 대한 최대 변위와 가속도 응답, RMS 변위, RMS 가속도 응답을 나타낸 것이다. 설계시 와류 진동 발생 풍속은 19.3m/s, 최대 진폭은 22.8mm로 평가하였다. 이는 역대칭 모드 형상인 1차 연직 진동 모드에 대한 평가였으며 모니터링 시스템을 통한 계측결과 실제로 교

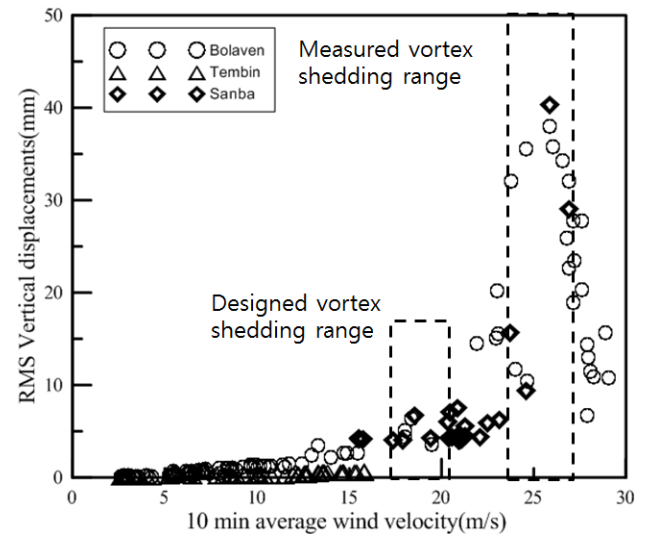
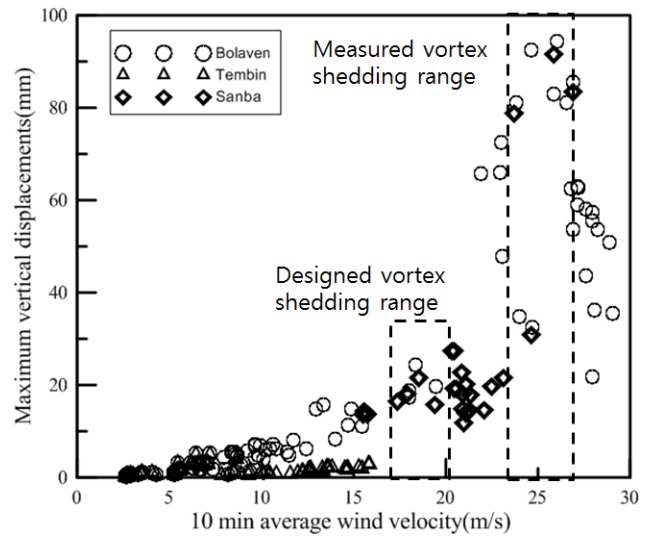


Fig. 9 Maximum and RMS displacements

량에 최대 응답을 발생시키는 와류 진동은 2차 연직 진동 모드로 나타났다. 2차 진동 모드로 발생한 최대 진동폭은 설계시 검토된 허용 진동폭인 49.6mm의 약 2배인 94.5mm이다.

Fig. 9에서 설계시 와류진동이 발생할 것으로 추정된 풍속 19.3m/s 주변에서의 실측 변위 진동폭은 최대 24.3mm이고 RMS 평균 변위 진동폭은 6.4mm이다. 또한 10분간 평균 풍속이 19.45m/s인 시계열 데이터의 스펙트럼은 1차 비틀림 진동수가 약하게 나타나고 있으나 2차 연직 진동 모드가 훨씬 탁월함을 Fig. 10을 통해 알 수 있다.

Table 3에는 설계시 검토한 와류 진동의 최대 진폭과 태풍 발생시 실제로 교량에 발생한 와류 진동폭을 비교하여 나타내었다. 설계시에는 1차 연직 모드에 대한 진동수로 0.806Hz를 적용하였으며 이는 본 논문에서 계측된 비틀림 진동수와

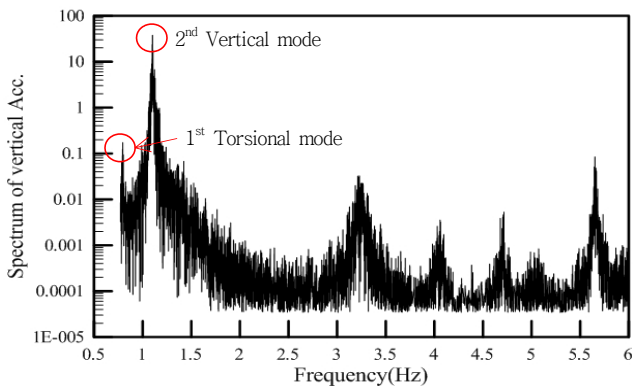


Fig. 10 Spectrum of vertical acceleration at 19m/s of wind velocity

Table 4 Designed and measured responses

Classification	Max. Disp. (mm)	Allowable (mm)	Wind Vel. (m/s)	Mode (Frequency)
Measured	94.5	36.4	26.04	2nd vertical mode (1.099Hz)
Design	22.8	49.6	19.30	1st vertical mode (0.806Hz)

유사한 값이다.

Table 4에서 허용 변위는 식 (7)을 이용하여 산정하였다. 실제로 발생한 와류 진동은 2차 연직 진동 모드로서 발생 풍속 범위는 22m/s~27m/s이다.

대상교량은 동적 특성상 1차 연직 진동 모드가 역대칭 형상이고 2차 연직 진동 모드가 대칭 형상이므로 거더의 중앙 구간에서 2차 진동 모드에 대한 와류 진동 응답이 최대로 발생한다.

따라서 1차 모드가 역대칭 형상이고 2차 모드가 대칭 형상인 닐슨 아치교의 와류진동에 대한 내풍 안정성 평가시에는 2차 모드에 대한 와류 진동폭 검토가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

7. 결론

태풍시 경간장 183m의 닐슨아치 교량에서 발생한 와류 진동 응답을 평가하였다. 본 논문에서는 태풍 발생시 모니터링 시스템으로부터 계측된 데이터를 기반으로 풍향, 풍속, 난류 특성, 2차 연직 진동 모드에서 발생하는 변위 진동폭과 가속도 진동폭을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 태풍시 교량 현장에서 계측된 난류강도는 20m/s 이상

의 풍속에서 0.112로 내풍 설계 지침 등에서 제시되는 값보다 작으며 와류 진동이 발생할 가능성이 높은 것으로 판단된다.

- (2) 태풍시 와류 진동에 의한 변위 진폭은 10분 평균 풍속 26m/s에서 최대 94.5mm, RMS 평균 진폭은 40.3mm이며 이는 대상교량의 내풍 설계시 검토된 와류 진동에 대한 최대 허용 진폭 49.6mm의 약 2배의 진폭을 나타내고 있다. 설계시 적용한 Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges의 허용 와류 진동폭 검토식은 2차 연직 모드에서 와류진동이 발생할 경우 실제 와류 진동 응답을 다소 저평가하고 있는 것으로 판단된다.
- (3) 1차 연직 모드 형상이 역대칭이고 2차 연직 모드가 대칭형상을 나타내는 닐슨 아치 형식의 교량은 와류진동에 대한 내풍 안정성 검토시 2차 연직 모드를 고려할 필요가 있다.

References

1. Japan Road Association, Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges, 2008, pp.59-240. (in Japanese)
2. Jeollanam-do, Structural Re-Design of Bridge between Yecheon and Hwayang (I), Jeollanam-do, 2002, pp.382-385. (in Korean)
3. John, H. and G. Macdonald, "Evaluation of buffeting predictions of a cable-stayed bridge from full-scale measurements", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 91, No. 12-15, 2003, pp.1465-1483.
4. Kim, S. H., Wind Analysis of Cable-Stayed Bridge Considering Aerodynamic Admittance Function, Ph.D. diss., Univ. of Seoul, Dept. of Civil Eng, 2010. (in Korean)
5. Kong, M. S., H. Ka, S. H. Son and S. S. Yhim, "Damage Detection in Cable-Stayed Bridges Using Vibration Modes", Journal of KSME, vol. 10, No. 6, pp.113-123. (in Korean)
6. KRTA, Highway Bridge Design Standards, 2010, pp.1.1-1.4, 2.1-2.42, and pp.3.1-3.140. (in Korean)
7. KSCE, Guidelines for cable-steel bridges, 2006, pp.67-82. (in Korean)
8. Lee, B. K., S. J. Oh and J. S. Suh, "Planar Free Vibration of Catenary Arcs", Journal of KSCE, vol. 10, No. 3, 1990, pp.19-28. (in Korean)
9. Wang, Hao, L. A. Qun, G. Tong and X. Jing, "Field Measurement on Wind Characteristic and Buffeting Response of the Runyang Suspension Bridge during Typhoon Matsa", Science in China Series E: Technological Sciences, vol. 52, No. 5, 2009, pp.1354-1362.
10. Xu, Y. L. and L. D. Zhu, "Buffeting response of long-span cable-supported bridges under skew winds. Part 2: case study", Journal of Sound and Vibration, vol. 281, No. 3-5,

2005, pp.675-697.

11. Yhim, S. S., M. S. Kong and Y. S. Yoo, "Dynamic Analysis of Long-span Arch Bridge by Fracturing Hangers", Journal of KSMI, vol. 14. No. 2, pp.113-120. (in Korean)

Received : 02/16/2013

Revised : 03/26/2013

Accepted : 04/01/2013

요 지

200m 이하의 아치 교량에서 동적 내풍 안정성은 일반적으로 일본의 Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges에 따라 검토된다. 또한 내풍 안정성 검토는 모드 형상에 관계없이 1차 연직 진동수를 적용한다. 일본의 매뉴얼에 따라 설계된 경간장 183m의 닐슨 아치 교량에서 예상치 못한 와류 진동이 발생하였으며 이는 태풍시 교량의 모니터링 시스템에 의해 계측되었다. 본 논문에서는 태풍 발생 시에 계측된 풍속, 풍향, 진동 변위와 가속도를 기반으로 닐슨 아치교량의 와류진동 특성을 분석하였다. 분석 결과 1차 연직 진동 모드가 역대칭 형상이고 2차 연직 진동 모드가 대칭 형상인 닐슨 아치교의 경우 와류 진동이 2차 연직 모드에서 지배적이다. 따라서 본 논문에서는 2차 연직 진동 모드가 대칭 형상인 닐슨 아치교의 내풍 안정성 평가시에는 1차 보다 2차 연직 진동 모드가 중요한 설계 요소임을 제시하였다.

핵심 용어 : 닐슨 아치교, 와류진동, 모드 형상, 모니터링시스템, 내풍 안정성
