

행거의 고유진동수를 이용한 현수교의 구조적 성능 평가

An Evaluation for Structural Performance of Suspension Bridge
by using the Natural Frequency of Hanger Member

우 상 익¹⁾ · 김 경 남²⁾ · 이 성 행³⁾ · 정 경 섭⁴⁾
Wu, Sang Ik · Kim, Kyoung Nam · Lee, Seong Haeng · Jung, Kyoung Sup

요 약 : 사회 기반 특수 시설로서 케이블을 이용한 현수교는 완공 후에 일반적인 교량 보다 더 신중한 안전점검 및 유지관리가 필요하다. 그러나, 교량의 설계 및 유지관리를 위한 구조해석은 구조체의 단순화된 기하학적 형상만을 고려하고 있다. 특히 강상판을 포함한 교량 구조물의 해석 모델링은 쉽지 않다. 본 논문에서는 완성계 현수교에 대한 행거 부재의 고유진동수와 전산해석을 통해 구조적 거동과 성능을 평가하였다. 전산해석의 정확도를 높이기 위해 해석 모델에 뼈대 구조물과 강상판을 고려하였다. 또한, 측정된 행거 장력과 상시 진동시에 측정된 구조물의 고유진동수 및 차량 재하시험 결과를 해석에 적용하였다. 결과로서, 제안된 알고리즘에 의한 예상 구조거동은 실제 구조물에서 측정된 자료와 매우 유사한 결과를 보였다. 또한, 내륙에 상륙한 태풍 매미에 의해 측정된 자료를 적용한 결과, 해석모델이 구조물의 예비설계 및 유지관리에 효과적으로 적용될 수 있음을 확인하였다.

ABSTRACT : As a special infrastructure, it is important that the suspension bridges which were designed by using the cable are carefully maintained and safely inspected after their construction, more than what is done in other cases of bridge structures. However, the structural analysis for their design and maintenance has considered only the simplified geometric shape of the structure. Particularly, it is not easy to make the modeling analyze the bridge structure including detailed steel deck plates.

In this paper, we evaluated the structural behaviors and performances of the completed earth-anchored suspension bridge that was in a completed state through both the tension of hanger member and their computational analysis. We considered the frame system and the detailed steel deck plates that were especially added into the modeling to take more precision analysis about it. We also applied hanger tensions converted by the natural frequency and the natural frequency of the bridge when in normal vibration. Results of the vehicle loading test were used in the analysis.

We compared the results by using our modeling with the result of the loading test and the hanger tension. Our prediction on the behavior of the structure emulates the behavior of the real structure. In applying the data measured by the typhoon "Maemi" which arrived in-land last year, we confirmed our analysis model for the possibility of applying effectively into the preliminary design and maintenance plan.

핵심용어 : 고유진동수, 타정식 현수교, 행거 장력, 완성계, 재하시험

KEYWORDS : Natural Frequency, Earth-anchored suspension bridge, Hanger tension force, Completed state, Loading test

1. 서론

강구조의 설계 및 제작 기술의 발전과 더불어 공용중인 구조물에 대한 유지관리기법의 선진화가 이루어진다면, 총수명

연장 개념의 경제적 효과를 기대할 수 있다.

교량 구조물에 강재를 사용할 경우 유지관리 측면에서 매우 유리하며, 장대지간 교량화 추세에 따라 콘크리트 재료의 한계성을 극복할 수 있는 고강도 재료로서 강재의 사용량은

1) 정회원, 한국원자력연구소 하나로운영부 선임연구원
(Tel: 042-868-8483, Fax: 042-861-0209, E-mail: siwu@kaeri.re.kr)

2) 정회원, 충북대학교 대학원 박사과정(kkn74@hanafos.com)

3) 정회원, 밀양대학교 토목공학과 교수(lsh77@mnu.ac.kr)

4) 정회원, 충북대학교 구조시스템공학과 교수, 공학박사(ksjung@chungbuk.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2004년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

점차 증가하고 있는 추세이다.

특히, 최근에는 강교량으로서 최대 경간장을 구현할 수 있는 케이블 지지 형식의 현수교가 개통되었다. 현수교는 정착 방식에 따라 타정식과 자정식으로 분류되는데, 타정식 현수교는 주케이블의 축력을 앵커리지에 정착시키는 형식이고, 자정식 현수교는 주케이블의 정착을 보강형에 연결하는 형식이다.

타정식은 측경간에 비해 중앙경간의 길이를 상대적으로 길게 할 수 있고, 양단에 설치되는 앵커리지에 주케이블이 정착되므로 보강형 자체는 완성단계에서 원칙적으로 무응력 상태인 것으로 가정한다(Troisky, 1988). 반면, 자정식은 주케이블 정착시 긴장효과에 의해 보강형에 압축력이 작용하게 되므로 바닥판 설계에서 결정되는 보강형의 형고를 줄일 수 있고, 이로 인해 경량화가 가능하다. 그러나, 주케이블의 설계장력과 보강형의 압축력 산정은 매우 어려운 과정이라고 알려져 있다(김문영 외, 2003).

한편, 국내에서도 케이블 교량의 교하 공간 확보성과 미적 관점에서의 우위로 인해 신설 장대 교량 설계시 케이블 지지 교량의 채택이 증대되고 있다. 그러나, 케이블 교량에 대한 국내의 설계 기준은 아직 미흡한 상태이며(도로교표준시방서, 1999; 도로교설계기준, 2000), 최근에 시공된 국내의 장대 현수교의 경우에 단일 대상교량을 위한 특별시방서가 제작되었으나, 외국 기술 의존도가 높은 상황이다.

본 연구에서는 국내에 시공되어 공용 중에 있는 타정식 현수교에 대하여, 시공단계 및 완성단계에 대한 구조적 거동의 차이를 고찰함으로써 타정식 현수교에 대한 검토 방안을 검증하고자 하였다.

케이블 교량의 실제 부재 거동은 설계에서 결정된 케이블 및 행거 장력이 시공시 단계 단계별로 적용되는 변화에 따라 다양하게 변화되므로(김문영 외, 2003), 본 연구에서는 완성계를 그대로 나타낼 수 있는 구조계를 구현하기 위하여 그 측정의 용이성과 실측값의 정확성이 검증된 행거 장력 측정 데이터를 기본으로 해석을 수행하였으며, 시행오차법을 적용해 수회의 반복 구조해석으로 가장 적합하다고 판단되는 완성계를 얻고, 실측 상황에 맞는 외부 하중에 대해 정적 및 동적해석을 수행하여 고유진동수, 진동모드 및 정적하중에 의한 변형률을 비교 검토하였다.

또한, 기존의 검토방식 중 강상판을 강성과 질량으로 치환하여 검토하던 것과는 달리, 판 요소를 이용해 실제 형상에 더 근접한 모델을 구현하였다.

2. 시험 및 측정

연구대상 교량의 형상은 그림 1과 같으며, 본 연구에 사용

된 각종 시험 및 측정 자료들은 대상 교량에 대한 초기점검 용역 수행시 계획하고 실행하여 얻은 측정값과 대상 교량에 영구설치된 계측기로 부터 직접 실시간 측정된 자료들을 이용하였다.

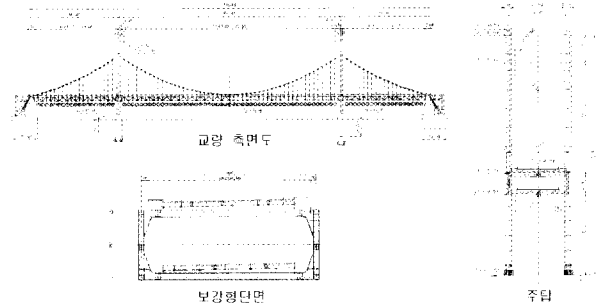


그림 1. 대상교량의 형상

2.1 행거 장력 측정

현수교구간은 상판에 작용하는 하중을 행거로프에 의하여 주케이블로 전달하는 형태의 구조물이므로 유지관리시 행거의 장력관리가 매우 중요하다.

시공시 현수교의 행거로프의 장력 측정은 유압잭을 이용하여 미리 계산된 설계치에 대하여 참고치로 이용하거나, 미리 계산된 케이블 길이로 재단하여 설계 케이블 장력을 얻는 방법 등이 사용되는데, 준공이후 유지관리시에는 위에서 언급한 방법을 이용한 측정이 사실상 불가능하므로, 행거로프의 고유진동수를 측정하여 장력으로 환산하는 방법이 일반적으로 사용되고 있다.

진동 측정법에는 고차모드 측정법과 저차모드 측정법이 있으며, 고차모드 측정법의 적용 방법은, 식 (3)에 근거하고 있다(신옥범, 2003; 新家 撤 등, 1980; 島田 忠幸 등, 1988; 頭井 洋 등, 1995)

양단 힌지, 휨강성을 고려한 케이블의 미분방정식은 식 (1)과 같다. 식 (2)는 식 (1)의 해이며, 식 (3)은 식 (2)를 변형한 형태이다.

$$\frac{w}{g} \frac{\partial^2 z}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 z}{\partial x^4} - T \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (1)$$

$$T = \frac{4wf_n^2 L_e^2}{n^2 g} - \frac{(n\pi)^2 EI}{L_e^2} \quad (n=1,2,\dots) \quad (2)$$

$$\left(\frac{f_n}{n}\right)^2 = \frac{Tg}{4wL_e^2} + \frac{EI\pi^2 g}{4wL_e^4} n^2 \quad (3)$$

여기서, f_n 은 n 차 모드의 고유진동수(Hz), n 은 모드번호, T

는 케이블의 장력, L_e 는 케이블의 유효길이(m), w 는 케이블의 단위중량(tonf/m)이다.

대상 교량의 유효길이의 산정은, 소켓 전면에서 클램프까지의 길이에서 로프 직경 $D/2$ 를 양단에서 뺀 값을 사용하였다. 그림 2는 행거의 상세 형상을 보여주고 있다.

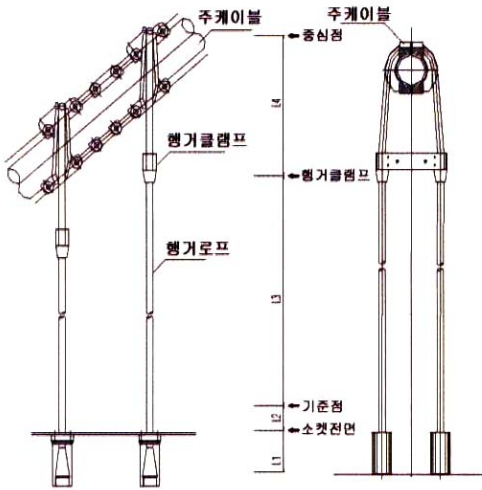


그림 2. 행거의 상세 형상



그림 3. 측정된 고유진동수의 회귀직선

고차모드 측정법에 의해 측정된 결과는 여러 모드에 대한 진동의 특이성을 이용하여, 그림 3과 같은 회귀직선식으로 나타낼 수 있으며, 경사 a 와 절편을 이용하여 장력 T 와 유효강성 EI 를 구하게 된다.

저차모드 측정법의 적용방법은, 진동가속도계를 케이블 1/2지점 부근에 설치하여 저차의 단일모드 고유진동수로부터 장력을 측정하는 방법이다.

적용방법은 대상교량의 행거 길이가 긴 경우에는 고차모드 측정법을, 짧은 경우에는 저차모드 측정법을 적용하였다. 또한, 두 가지 측정법의 대상 분류는 실측데이터의 많은 비교 고찰을 통하여 선택되었다.

행거의 진동실험 결과와 진동실험에서 얻어진 데이터를 FFT(Fast Fourier Transform)분석을 통하여 얻은 그래프는 그림 4와 같다.(EWINS, 2000; Sau 등, 1992)

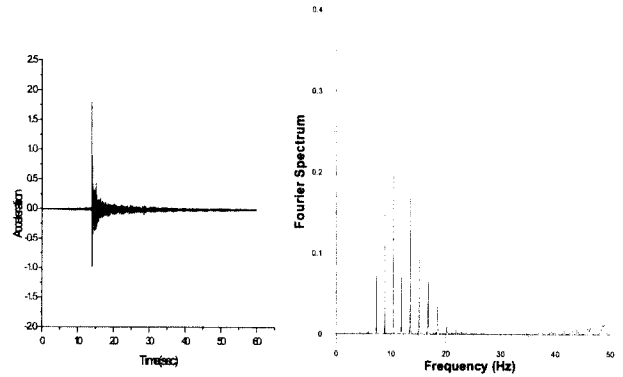
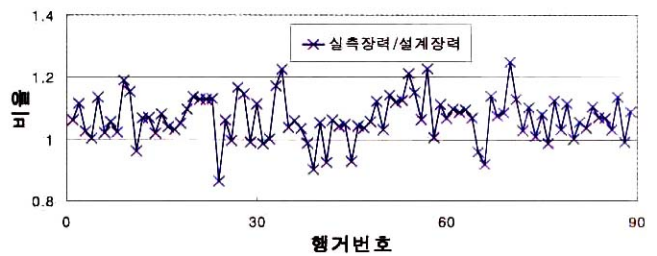


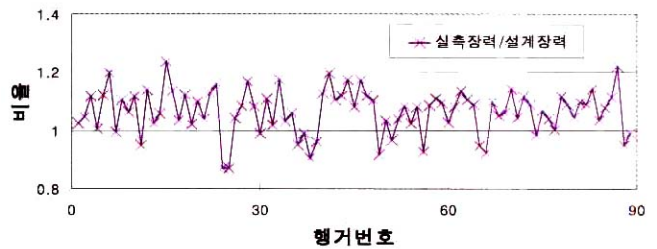
그림 4. 가속도-시간이력곡선과 FFT결과와의 일례

각 행거별로 측정된 데이터의 FFT분석 결과를 바탕으로, 그림 3 및 식 (3)의 관계를 이용하여 측정 장력을 계산하였다. 장력(로프 4개 장력의 합) 측정치는 해안측은 설계치의 0.868~1.250배, 해양측은 0.877~1.239배로 계측되었다. 측정 장력과 설계 장력의 차이는 가설장비, 자재 등을 포함한 측정현장의 영향과 설계시 고려되지 않은 추가 고정하중 등의 영향 때문으로 판단된다.

그림 5는 측정 장력을 설계 장력에 대해 무차원화한 값을 나타내며, 여기서 고려된 설계 장력은 사하중만을 고려한 완성단계의 계산 값이며, 차량 및 바람 등의 활하중을 고려한 허용장력 423tonf(이석주, 2002)에 비하여 측정 장력은 충분히 안전 여유 내에 있다.



(a) 해안 측



(b) 먼바다 측

그림 5. 행거 장력의 측정 결과

2.2 고유진동수 측정 및 정적 측정

동적 거동 검토를 위해 상시미동시의 진동을 측정하여 FFT 분석을 통해 대상교량의 고유진동수를 계산하였다.

또한, 정적 차량 재하 시험 및 동적 재하 시험을 통하여 공용하중에 대한 교량구조물의 구조안전성을 평가하기 위한 제반 실측 데이터를 획득하였다.

대상교량의 정적 측정을 위한 단면은 그림 6과 같다

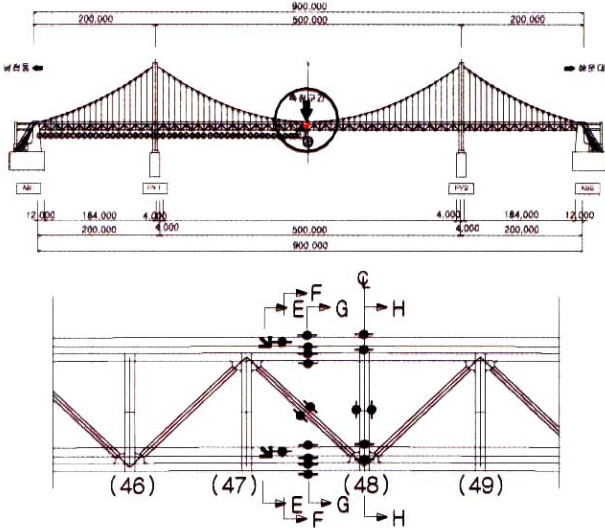


그림 6. 정적 하중재하 및 게이지 부착 위치

정적 변형률 측정을 위한 하중조건은 그림 7과 같다. 대상 구조물이 놓여진 위치가 해안을 끼고 바다에 거의 평행하게 놓여 있으므로 좌우 양측의 구분을 위하여 대상 교량 교축을 중심으로 각각 해안측과 먼바다측으로 구분하였다.

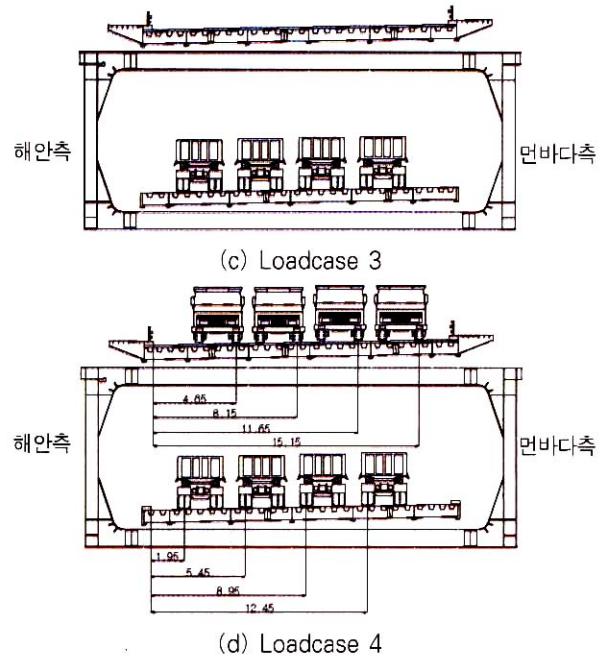
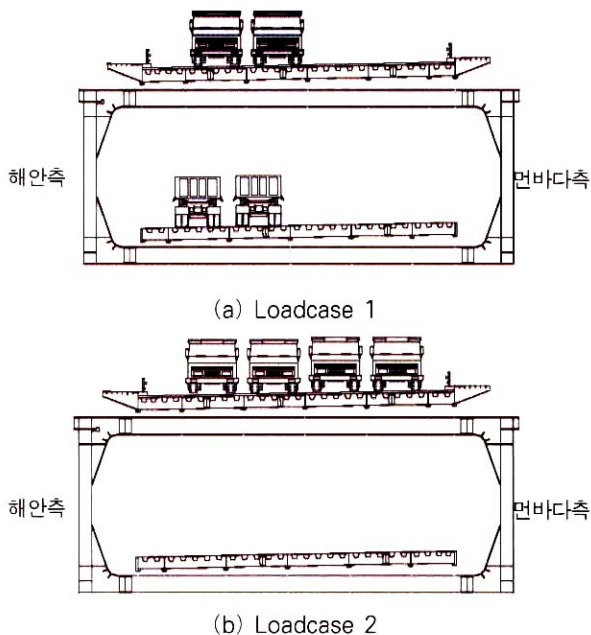


그림 7. 차량 재하 위치

3. 구조해석 및 결과 비교

3.1 개요

구조해석은 상용 프로그램인 MIDAS/CIVIL 5.4.0을 사용하였으며, 사용된 Element 및 제 상수는 표 1과 같다. 구조해석 모델에 작용되는 장력의 계산은 제작도면을 참고로 사용된 강재 중량 및 단면 물성치를 이용하되, 매 단계마다 측정된 장력에 대한 보정을 수행하여 최종 모델을 얻었다.

표 1. 사용된 Element 및 제 상수

구분	사용 Element	탄성계수(kgf/cm ²)
강상판	Stiffened plate	2.10×10 ⁶
보강형	Beam	2.10×10 ⁶
케이블	등가 Truss	2.03×10 ⁶
행거	등가 Truss	1.40×10 ⁶
주탑	Tapered beam	2.10×10 ⁶

3.2 수행된 구조해석의 방법

본 연구에서 수행된 현수교 완성계에 대한 구조해석의 수행 방법은 표 2의 절차에 따라 수행되었다(MIDASIT, 2001).

표 2. 구조해석의 수행 절차

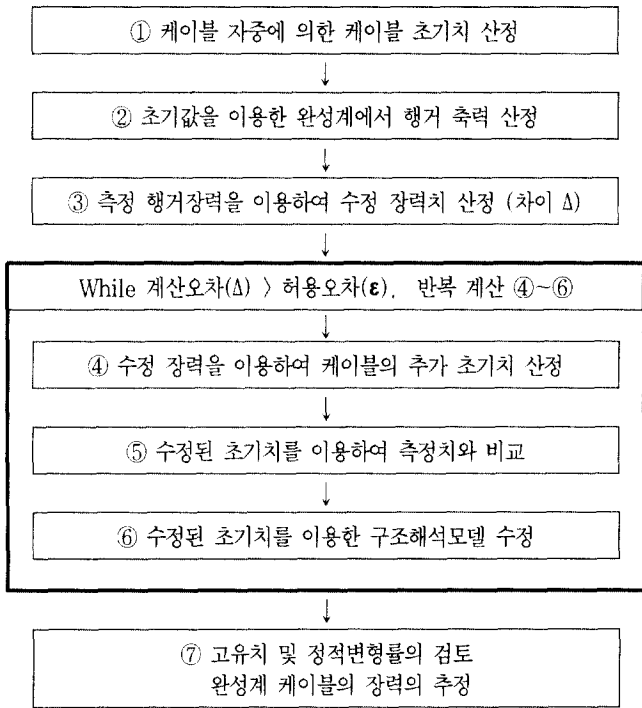


표 2는 구조해석의 결과를 실측치에 맞추기 위해 반복 계산하는 과정으로, ④~⑥의 과정을 반복 계산하여 ⑥단계에서 수정한 모델로 계산된 완성계 장력과 실측장력과의 오차를 허용범위내로 하는 것이다.



(a) ④단계의 모델링 형상



(b) ②, ⑥단계의 모델링 형상

그림 8. 모델링 형상

③과 ⑤단계에서는 수치 검토만을 수행하고, 반복작업에 의해 ⑥단계에서 최종적인 고유치, 처짐 및 변형률 결과를 얻기 위한 최종 모델링이 결정된다.

그림 8(a)는 표 2의 ③단계에서 구해진 불평형력을 하중으로 다시 재하함으로써 케이블에 걸리는 추가적인 장력을 구하는 ④단계 모델링 형상이다. 그림 8(b)는 ②, ⑥단계의 모델링 형상을 보여주고 있다. 최종 수정 완성된 모델을 이용하여 정적, 동적 구조해석이 실시되면 ⑦단계에서 구조물 각 부위들의 거동을 나타내는 여러 데이터를 얻을 수 있다.

3.3 시험 및 구조해석 결과

고유치 해석의 결과는 표 3과 같다. 횡진동의 경우, 측정값과 구조해석의 결과가 0.146Hz로 일치하고 있다. 횡진동의 경우는 저차 모드에서는 실측값 0.264Hz와 해석값 0.267Hz로 유사한 결과를 얻었으나, 고차 모드인 3차 모드의 경우, 실측값 0.527Hz와 해석값 0.495Hz로 차이가 증가하고 있으나, 진동 모드의 형상은 일치하고 있다.

본 연구에서의 해석은 대상교량의 트러스 보강형을 비틀림 및 단면 2차 모멘트를 갖는 보요소로 모델링한 결과이다. 보강형을 회전구속이 없는 트러스 요소로 사용한 경우, 비틀림 모드의 발생 주파수가 측정결과보다 낮은 주파수로 계산된다.

표 3. 고유치 결과의 검토 (Hz)

모드	횡진동		휩진동			비틀림진동		
	1차	1차	2차	3차	4차	1차	2차	
설계시	0.117	0.224	0.218	0.404	0.642	0.441	0.671	
완성계	실측	0.146	0.264	0.313	0.527	-	0.674	1.074
	구조해석	0.146	0.267	0.307	0.495	0.563	0.567	0.862

표 4는 각 부재에 대하여 응력을 비교한 것으로, 중앙경간 중앙부에서 상현재의 측정값이 -247.8kgf/cm^2 , 해석값이 -255.6kgf/cm^2 로서 비교적 정확한 결과를 얻을 수 있었다. 그러나, 수직재 및 횡프레임에서는 실측값이 각각 -50.4kgf/cm^2 , -449.4kgf/cm^2 와 해석값이 -25.1kgf/cm^2 , -341.3kgf/cm^2 로 계산되어 차이가 발생되고 있다.

실측값이 해석값보다 크게 나타나는 부위는 수직재 및 횡프레임이 있지만, 차량 만재시인 Load case 4보다 하중이 적은 Load case 2, 3일 경우에 발생되고 있고 실제구조물의 횡프레임 응력집중부의 영향도 있어, 구조물의 설계나 안전검토에 큰 영향을 주지는 않을 정도이며, 실제적인 전체거동 또한 잘 맞고 있다.

표 4. 정적 변형을 결과의 검토

구분	단면	부재	최대응력(kgf/cm ²)	하중조건		
중앙 경간	G-G	상현재	실측	-247.8	L.C 4	
			해석	-255.6		
		하현재	실측	168.0	L.C 1	
			해석	173.3		
			사재	실측	273.0	L.C 4
				해석	282.4	
	H-H	수직재	실측	102.9	L.C 4	
			해석	119.7		
		횡프레임	실측	-50.4	L.C 2	
			해석	-25.1		
		실측	-449.4	L.C 3		
		해석	-341.3			

표 5는 중간경간 중간지점의 하현재에 부착된 처짐 센서를 측정된 결과이다. 변위 측정 결과는 교량 주탑에 설치된 레이저 변위 측정계에서 중앙 경간 중간의 하현재 부분을 관측한 것으로서, 하중 재하시 주탑 자체에 경사변위가 발생하므로, 측정부의 경사를 식 (4)를 이용하여 보정하여야 한다.

$$\delta' = \delta - \theta * \frac{L}{2} \quad (4)$$

여기서, δ' = 수정된 해석변위, δ = 해석변위, θ = 측정기계 설치부의 경사변위, L = 중앙 경간장이다.

차량 8대가 만재된 Load case 4의 경우, 중앙경간 중앙부에 발생한 처짐은 122.1mm로서, 구조해석의 122.3mm와 잘 일치하는 결과를 나타냈다.

표 5. 중앙경간 중앙부의 변위 결과의 검토

구분	최대변위 (mm)	하중경우
실측	122.1	L.C 4
구조해석	122.3	L.C 4

표 6은 주탑에 설치된 경사계의 측정 결과와 해석 결과를 비교한 것이다. 중앙 경간 재하시, 주탑의 최대 경사 변위는 279 μ radian이며, 구조해석의 269 μ radian과 잘 일치하고 있다.

표 6. 주탑부 경사변위 해석결과에의 검토

구분	최대경사변위 (micro radian)	하중경우	
실측	외측경간재하	-308	L.C 4
	중앙경간재하	279	
구조해석	외측경간재하	-252	L.C 4
	중앙경간재하	269	

표 3~표 6의 결과로부터, 본 연구에서 선택된 구조해석 모델이 적합함을 확인하였다. 정적변위 및 고유진동수의 값이 서로 간에 거의 일치하고 있으며, 측정 응력의 값도 비슷한 양상을 보이고 있다.

4. 분석 및 고찰

4.1 행거 장력의 계산 결과 검토

현수 구조물의 경우, 케이블의 Sag로 인하여 케이블의 가설초기 및 추가적인 사하중 재하 이전부터 케이블에는 강성이 발현하게 된다. 이러한 강성을 기하학적 강성이라고 하며, 구조해석 프로그램에서는 기하강성의 초기장력과 같은 항으로 강성효과를 구현할 수 있도록 하고 있다(MIDASIT, 2001).

설계시에 계산된 완성계의 초기장력은 실제 완성계와는 다르게 되므로, 완성계의 행거 장력 측정을 통하여 실제 장력을 확인하여야 한다.

최종 완성 상태에서의 케이블의 기하학적 위치 및 형상을 반영하고, 행거와 케이블에서 발생하는 장력을 결정하여 완성계 해석에 반영해야만 고유치 해석 및 활하중에 의해 일어나는 응답을 적절하게 예측할 수 있다.

본 대상교량의 행거의 수는 총 78 \times 2=156개이며, 이중 No.1~30의 행거에 대하여 구조해석에 의한 행거 장력과 실측 장력을 그림 9에 나타내었다. 실측장력과 1차 수정 결과와는 No.16~23사이에서 차이가 많이 발생하는 것으로 나타나고 있으며, 2차 수정 결과와는 거의 일치하고 있다.

실측 행거 장력의 평균은 163.4tonf이며, 1차 수정시 평균 오차는 2.239tonf으로 약 1.37% ($\frac{2.239}{163.414}$)의 오차를 갖는 완성계 행거 장력이 계산되었다. 2차 수정 계산에 따르면, 평균 오차 0.140tonf로 약 0.09% ($\frac{0.140}{163.414}$)의 오차를 갖는다.

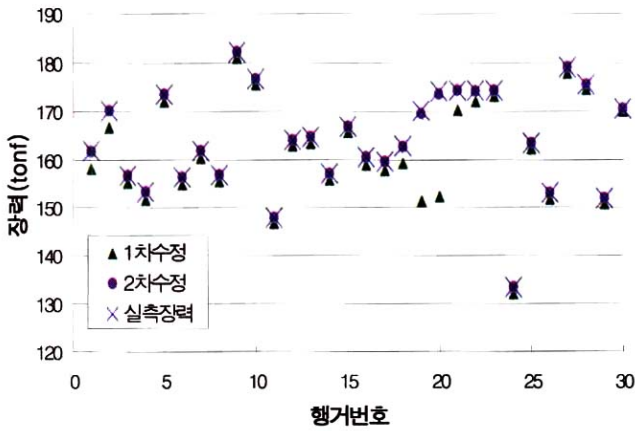


그림 9. 행거 장력 계산 결과의 일부(tonf)

그림 10은 계산된 행거 장력의 오차를 반복 계산 횟수에 따라 정리한 것이다. 초기 가정에 의한 오차가 31.10%인 것을 고려할 때, 불평형력의 수렴이 빠르게 진전되고 있다.

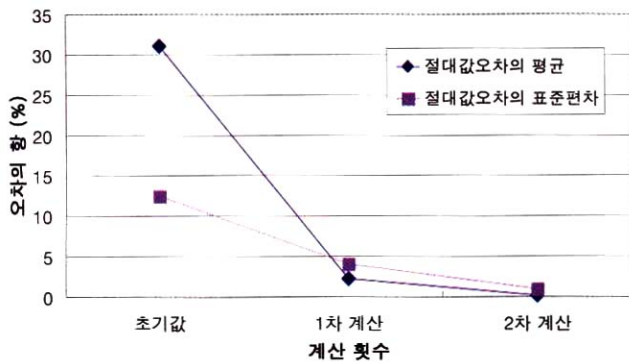


그림 10. 계산 행거 장력 오차의 수렴

4.2 케이블 장력의 계산 결과 검토

4.1절의 행거 장력의 계산과 함께, 케이블 장력도 계산된다.

현수교 교량에서 행거의 경우, 장력 측정이 비교적 용이하나, 케이블의 경우는 장력 측정이 어려워 구조해석을 통하여 계산된다.

측정된 행거의 장력을 이용하여 케이블의 장력을 재계산하면, 실제 케이블에서 일어나고 있는 장력을 추정할 수 있다.

그림 11은 2차 수정된 모델에서 계산된 케이블 장력의 결과를 그림으로 나타낸 것이다. 그림 5의 해안측과 면바다측의 행거 장력이 시공 완료 후, 설계값과 일치하지 않는 것과 마찬가지로, 케이블 장력에도 행거 장력의 차이가 반영되어 차이가 발생되고 있으며, 최대 장력은 바다측에서 10871tonf로 계산되었다.

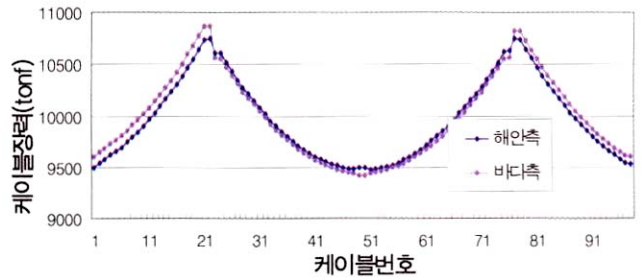


그림 11. 케이블 장력의 계산 결과 (tonf)

표 7은 계산된 케이블 장력의 값을 기존의 해석 값들과 비교한 표이다. 최초 시공을 고려한 최대 장력 10000tonf와 설계 도면상 12548tonf는 완성계 해석치 10871tonf를 고려할 때, 현재 기술 수준을 고려한, 적절한 안전 여유를 두고 있는 구조물이라는 것을 확인할 수 있다.

표 7. 케이블 장력의 계산 결과 검토 (tonf)

구 분	케이블 장력
기존해석상 최대장력	10000 tonf
설계도면상 최대장력	12548 tonf
완성계 1차 수정해석 최대장력	10787 tonf
완성계 2차 수정해석 최대장력	10871 tonf

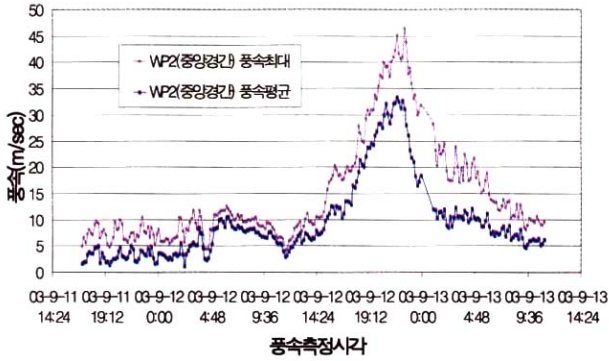
4.3 태풍 매미에 의한 실거동 검토

본 구조해석에서 사용된 최종 완성계 모델인 2차 수정후 모델의 적합성을 추가로 검토하기 위하여 2003년 9월 12일부터 13일까지 우리나라 남해안을 강타한 14호 태풍 매미의 계측 데이터를 이용하였다.

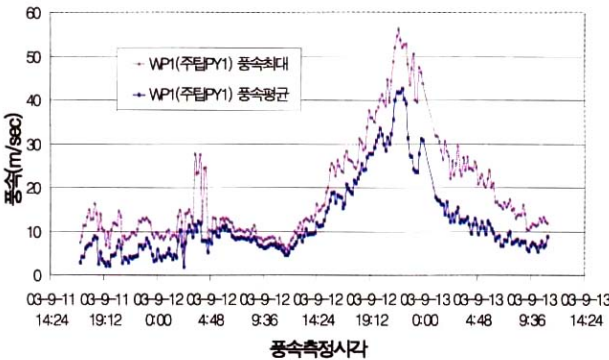
태풍 매미가 우리나라 영향권에 상륙시, 연구 대상교량 역시 직접적인 영향권에 포함되었으며, 중심기압 950hPa, 중심 풍속 41m/sec로서, 강한 바람과 많은 양의 비를 동반한 것으로 관측되었다. 연구대상 구조물에 영구적으로 부착된 프로펠러형 풍속계와 풍향기로부터 얻은 태풍 매미에 의한 풍속 및 풍향 측정데이터는 각각 그림 12 및 그림 13과 같다.

측정데이터에 따르면, 보강형 중앙경간의 경우, 기준풍속 45m/s, 설계풍속 66.96m/s에 비하여 태풍시 최대풍속이 45m/s였다. 그러나 주탑 상단의 경우, 기준풍속 45m/s, 설계풍속 70.82m/s에 대하여 태풍시 최대풍속이 56.2m/s로 측정되어 기준풍속을 초과하는 것으로 나타났다.

한편, 최대풍속시 풍향은 동남풍이 지속적으로 발생한 것으로 조사되었고, 이때 주탑의 교축직각방향 최대 경사변위는 719 μ radian으로 측정되었다.



(a) 중앙경간 중앙에서의 시각별 풍속



(b) 주탑상단의 시각별 풍속

그림 12. 교량 각 위치에서의 시각별 풍속 측정(m/s)

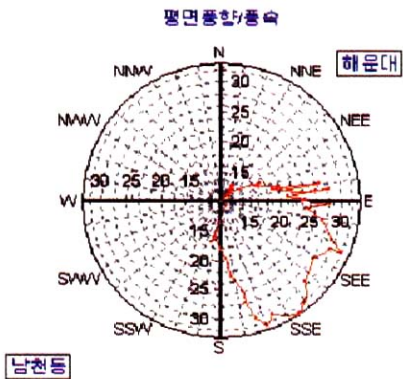


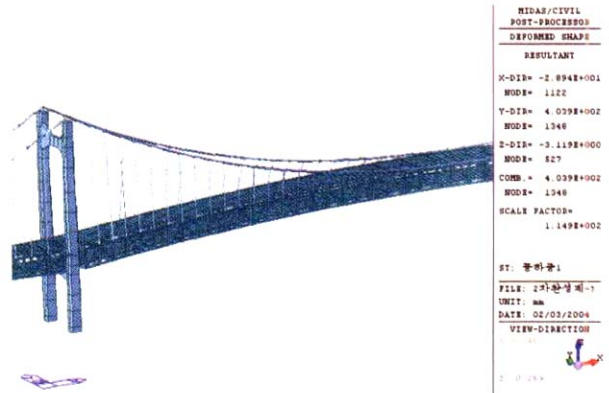
그림 13. 중앙경간 풍향 측정

이들 데이터를 이용하여 도로교 설계 기준(한국도로교통협회, 2000)의 2.1.11 풍하중편에 제시된 바에 따라, 실제 풍속을 이용하여 단위면적당 작용하는 풍하중을 구조해석에 적용하였다. 도로교 설계 기준에는 풍하중 산정에 거스트 계수가 포함되어 변동풍속에 의한 변동적인 항력의 영향을 고려하도록 하고 있으나, 본 연구에서와 같이 해당 부위에서 직접 측정된 데이터를 이용하여 검토할 경우, 거스트 계수에 대한 고려를 제외할 수 있다고 판단하였다. 또한, 측정값을 볼 때, 최대 풍속의 방향으로 풍향이 어느 정도 지속적으로 유지된

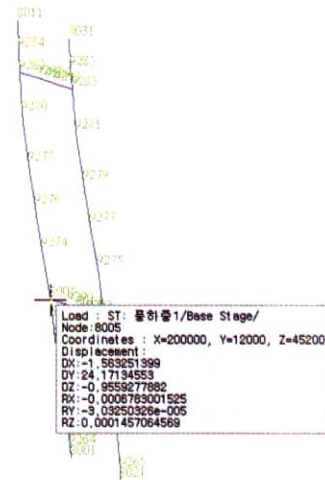
것으로 간주할 수 있고 비교 검토될 측정 변형값들이 풍속, 풍향과 동시에 측정된 실시간 측정치침을 고려하여, 최대 풍하중을 정적하중으로 변환하여 적용 검토하였다.

풍하중에 대한 검토의 경우, 시간이력해석을 수행하는 것이 보다 더 정확한 해를 얻을 수 있을 것이나, 본 연구의 경우 대상 구조물의 유지관리를 위한 데이터를 얻는 것이 주요 목적이므로 가능한 보다 간단한 방법의 적용이 필요하다. 따라서 주탑부위에서 보강형까지 측정된 최대 풍속을 선형변화시킨 풍하중만 적용시켜 얻은 해석결과를 특정 위치에서 측정된 값들과 서로 비교 검토함으로써 이미 재하시험으로 검증된 구조해석 모델의 검토에 또 다른 참고가 되고자 하였다.

최대 풍속을 교축직각방향으로 고려하여 해석한 결과, 그림 14에 나타난 바와 같이 중앙경간의 교축직각방향 변위가 40.39cm(그림 14(a)의 Y-DIR 참조), 주탑의 교축직각방향 변위가 678 μ radian(그림 14(b)의 RX 참조)이 발생하는 것으로 계산되었다.



(a) 중앙 경간 교축직각방향 변위(mm)



(b) 주탑부 교축직각방향 경사변위

그림 14. 최대풍속에 의한 해석 변위

이 결과는 태풍시 측정된 주탑의 교축직각방향 최대 경사면 위 $719\mu\text{radian}$ 과 거의 유사한 결과로서, 본 연구의 알고리즘을 적용하여 얻은 완성계 모델이 실제 구조물의 거동을 어느 정도 예측할 수 있는 적절한 응답을 하는 것으로 나타났다.

5. 결 론

현수교 형식의 본 연구대상 교량에 대하여 정밀 구조해석을 실시하고, 계산 결과를 실측치와 비교 검토한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 행거 장력의 측정 결과, 실측치는 교량 설계 당시의 설계 장력값에 비하여 약 86.8%~125% 정도의 분포를 나타내었다.
- (2) 대상 현수교에 대한 장력측정치 및 시공도면에 따른 구조부재들의 특성을 고려한 모델링으로 수행된 구조 해석 결과는 정적 재하시험의 변위 및 변형률 그리고 자유진동시의 고유진동수 및 모드 형상과 유사하지만, 구조물의 실제 거동과는 많은 차이가 있음이 확인되었다. 그러나, 본 연구에서 제안된 알고리즘을 적용하면, 불평형력이 급속히 감소되면서 구조물의 실제 거동에 더 근접한 모델이 얻어졌다.
- (3) 행거 장력의 오차 보정이 된 최종 완성계 모델을 이용한 해석 결과에 따르면, 케이블 장력이 설계치보다 8.71% 크게 계산되었다. 이러한 본 연구의 결과는 케이블 장력을 측정하는 데에 비용이 엄청난 현실을 고려할 때, 당시의 국내 시공 기술 수준을 고려하여 예상 최대 장력에 25% 정도의 안전여유를 두어 정한 설계 도면상의 케이블 장력이 타당성이 있음을 검증하는 좋은 알고리즘을 제공하고 있다고 생각한다.
- (4) 실제 발생된 태풍 시 구조물에 영구 부착된 풍속계 및 풍향기에 의해 측정된 데이터를 시방서의 방법에 따라 간단히 하중으로 변환하여 연구대상 구조물의 완성 모델에 입력 해석한 결과, 태풍당시 계측된 구조물의 변형 측정데이터와 본 연구의 구조해석 결과가 상호 유사함을 확인할 수 있었다.

따라서, 본 연구에서 제안하는 방법에 의해 얻어지는 현수교 완성계 구조해석 모델은 향후 현수교의 유지관리를 위한 구조적 성능 평가에 적절히 이용될 수 있을 것으로 생각한다.

감사의글

본 연구는 한국과학재단의 목적기초연구(과제번호 :

R01-2001-00484) 지원으로 수행되었으며 연구비 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 김 문영, 경 용수, 이 준석 (2003.4), 사장 교의 개선된 초기 형상 해석법, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제 15권, 제2호, pp.23-33.
- 건설교통부 (1996), 도로교표준시방서(부록) 하중-저항계수 설계편, pp.3-60~3-61, pp.4-12
- 부산직할시 광안대로건설사업소 (1994.8), 광안대로건설 실시 설계도 - 제2공구
- 신옥범 (2003.8), 지정식 현수교 케이블의 최적장력 결정, 박사학위논문, 서울시립대학교.
- 이석주 (2002.12), 광안대교 현수교 보강형 TRUSS 가설, 광안대교 개통 기념 국제 심포지엄, pp.83-99.
- 한국도로교통협회 (2000), 건설교통부, 도로교설계기준, pp. 166-168, pp.15-21.
- D. J. Ewins (2000), *Modal Testing 2nd ED*. Research studies press LTD, England.
- Harry G. Harris and Gajanan M. Sabnis (1999), *Structural Modeling and Experimental Techniques 2nd ED*. CRC press LLC, USA.
- M. S. Troisky (1988), *Cable Stayed Bridges: theory and design 2nd ED*. BSP professional books, England.
- MIDASIT (2001), MIDAS/CIVIL 03. *Advanced Applications*, MIDASIT, KOREA.
- Saul A. Teukolsky, William T. Vetterling, Brian P. Flannery (1992), *Numerical Recipes in C, 2nd ED*. Cambridge university press, USA
- 島田 忠幸, 西村 昭 (1988), 振動法によるケーブル張力測定値への曲げ剛性の影響, 日本土木學會論文集, 日本土木學會, 制398号/I-10, pp.409-412.
- 新家 徹, 廣中 邦凡, 頭井 洋, 西村 春久, (1980), 振動法によるケーブル張力の實用算定式について, 日本土木學會論文集, 日本土木學會, 制294号, pp.25-32.
- 頭井 洋, 新家 徹, 濱崎義弘 (1995), 振動法によるケーブル張力實用算定式の補正, 日本土木學會論文集, 日本土木學會, 制525号/I-33, pp.351-354.

(접수일자 : 2004. 3. 4 / 심사일 2004. 3. 22 /

심사완료일 2004. 4. 8)