

〈論 文〉

장대 사장교 콘크리트 주탑의 풍동실험 연구

Wind Tunnel Testing of a Concrete Pylon for Long Span Cable-Stayed Bridge

윤 태 양*

Tae-Yang Yoon

〈1994년 4월 19일 접수 ; 1994년 5월 31일 심사완료〉

ABSTRACT

Wind tunnel tests and analyses of the response of the concrete pylon for the Seo Hae Grand Bridge were conducted using aeroelastic model technique. A 1/250 scale aeroelastic model was used to measure the responses of the pylon at the several critical locations and to find any possible vibrational behavior. In order to confirm the model design and fabrication, natural frequencies and mode shapes measured from the model were compared with those from the calculation. Tests were conducted under the various angles ranging from 0° to 90° to find the critical angle of the wind. In order to evaluate the sensitivity of the response to changes in structural damping, a series of tests were conducted with two different values of structural damping such as 0.2% and 1.0% of critical. Additional tests were also conducted considering construction sequence.

1. 서 론

장대사장교 주탑은 시공단계로 볼 때 주형이나 케 이블 설치 이전 상태인 단독 주탑(single pylon)의 시공상태가 필요하며, 그 경우 완성계 구조물보다 낮은 강성(stiffness) 및 구조감쇠(damping)로 인하여 완성계에서 보다 더 큰 진동이 발생하는 경우가 많고 진동의 발생시 정밀시공에 문제점이 야기됨으로 이에 대한 검토가 필요하고, 검토방법으로 풍동 실험을 이용하는 것이 일반적이다. 현재 한국도로공사에서 시행중인 서해안 고속도로의 일부구간인 서해대교 구간(Fig. 1)중 사장교는 주경간이 470 m, 측경간이 200 m, 최외측 경간이 60 m로 각각 구성되어있고, "H" 형상의 현장 타설 콘크리트 주탑은 높이가 187 m에 달해 시공 중 바람에 의한 주탑의 동적 거동에 대한 검토가 필요하였다.

2. 계 획

현재 일반적으로 사용되고 있는 모형축척(Table 1)을 기준으로 경제성 및 실험실 규모 등을 고려한 전교모형의 축척을 1/250으로 정하였다. 주탑의 경우 더 큰 축척의 모형을 사용할 수도 있었으나, 경제성을 고려하여 단독주탑에 대한 실험완료 후, 모형을 전교모형의 일부로 사용하기로 계획함으로써 전교모형과 같은 축척을 사용하였다. 실험은 세계적인 교량용 풍동실험실(Table 2)에 대한 검토를 통하여 캐나다의 서온타리오대학 풍동실험실에서 실험을 수행기로 하였다.

서온타리오대학 풍동실험실은 1965년 Davenport 박사에 의해 설립되었으며, 2개의 폐회로식(Closed Circuit Type)과 1개의 개회로식(Open Circuit Type) 등 3개의 경계층 풍동(Boundary Layer Wind Tunnel)을 보유하고 있으며 각 풍동의 제원은 Table 3과 같다.

*정회원, (주)삼우건설기술연구원

Table 1 기준 모형 축척 비교표

저자	참고도명	Model Scale	
		Section	Full
Podolny, Scalzi ⁽¹⁾	Construction and design of cable-stayed bridge	1/30~1/50	1/200 이하
Simiu, Scanlan ⁽²⁾	Wind effects on structures	1/25~1/50	1/300 이하
Kolousek ⁽³⁾ et al.	Wind effects on civil engineering structures	1/25~1/100	1/50~1/200
Leonhardt ⁽⁴⁾	Cable-stayed bridges	1/50~1/100	1/50~1/200
Gimsing ⁽⁵⁾	Cable-supported bridges	1/25~1/100	—
Troitsky ⁽⁶⁾	Cable-stayed bridges	1/30~1/50	1/200 이하
일본 ⁽⁷⁾	본주사국연락교 풍동시험 요령	1/100 이하	—
일본 ⁽⁸⁾	명석해협대교 내풍설계 요령	1/100 이하	1/100 이하
미국 ⁽⁹⁾	ASCE manual and report on engineering practice No. 67	1/10~1/100	1/300~1/500

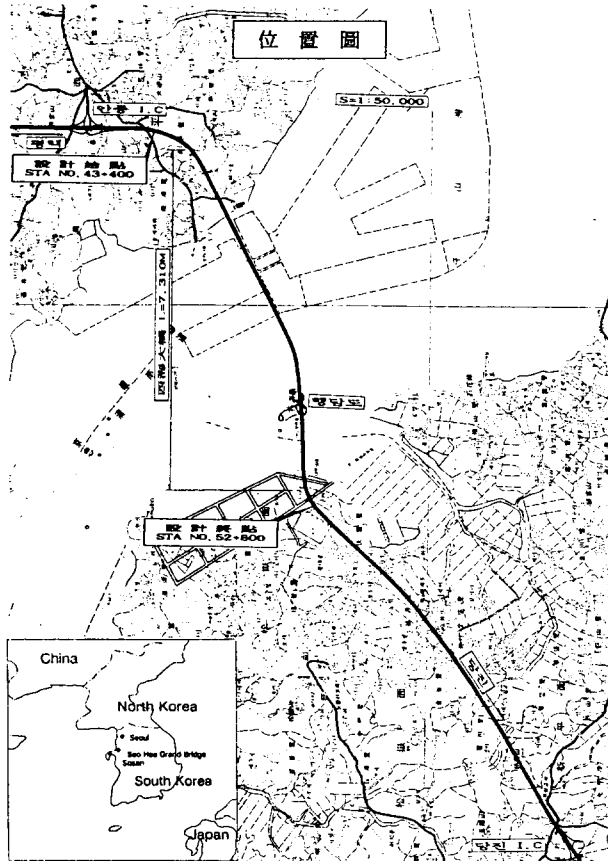


Fig. 1 서해대교 위치도

Table 2 세계적인 교량용 풍동실험실 현황

실험실명	국적	책임기술자	실험부규모 (M) (B×H×L)	기타
서온타리오대학	캐나다	Davenport	5.5×4.0×52	모형제작 설비보유
National Research Council	캐나다	Wardlaw	9.0×9.0×23	
R.W.D.I.	캐나다	Irwin	2.4×1.9×18	
Cermak/Peterka	미국	Cermak	3.0×2.3×20	Colorado State Univ.
P.W.R.I.	일본		41×4.0×30	
동경대학	일본	Fujino	16×1.0×1.9	
Mitsubishi	일본		10×3.0×6.0	
National Maritime Institute	영국		4.8×4.8×15	
Danish Maritime Institute	덴마크		13.6×1.7×15	
ONERA	프랑스		1.6×8.0×20	
C.S.T.B.	프랑스		4.0×2.5×20	

3. 모형제작의 개요

Fig. 2와 같은 주탑의 제원으로부터 축척 1/250의 Fig. 3과 같은 공탄성 모형(aeroelastic model)을 제작하였다. Table 4의 단면 제원으로부터, Table 5에 소개된 공탄성 모형 상사변수(scale parameter)를 이용하여 모형을 제작하였다. 실제 주탑의 단면은 연속적으로 변화하는 형상이기 때문에 균일하게 변화하는 관성 및 강성을 단순화하는 방법으로 열 가지 형태의 균등단면 뼈대(spine)를 사용하였다. 한 뼈대 구간(segment)당 3단계의 강성변화까지 고려할 수 있는 사각단면 형태를 사용하였다. 따라서, 일부 주탑의 비틀림 강성이 약간 과대하게 적용되었으나 주탑의 진동모드가 휨에 의해 주도됨으로서 큰 영향이 없는 것으로 판단되었다. 구조물의 질량을 정확히 맞추어 위하여 아크릴 재료로 이루어진 10조각의 주탑 단면용 피복(cladding)과 청동을 사용하였다. 주탑의 저면부는 주탑 뼈대에 대하여 고정지

Table 3 서온타리오대학 보유풍동

실험부 크기 (W×H×L)	최대풍속 (m/sec)	형식 (Type)
5.5×4.0×52	10	Closed Circuit
3.4×2.5×39	28	Closed Circuit
2.4×2.1×33	15	Open Circuit

점을 조건을 갖도록 하였으며, 주탑에 위치한 가로 보는 모멘트가 전달될 수 있도록 강체 알루미늄 조인트(Fig. 4)를 사용하여 교형 뼈대에 견고히 연결하였다.

Fig. 5에 표시된 것과 같이 주탑에는 6군데에 12개의 응력계를 부착하여 교축 및 교축 직각 방향 휨모멘트를 측정할 수 있도록 하였다. 이러한 응력계의 부착위치는 동적 최대 휨모멘트가 예상되는 위치 부

Table 4 단면 제원

항목	기호	값
단면2차 모멘트-교축방향	I_x	1740 to 18.7 m ⁴
단면2차 모멘트-교축직각방향	I_y	350 to 19.9 m ⁴
비틀림 모멘트	I_z	794 to 21.4 m ⁴
단위길이당 질량	m	178.5 to 31.0 t/m
탄성계수-콘크리트	E_c	29400 MPa

Table 5 공탄성 모형제작용 Scale Parameter (Froude Scaled)

Parameter	상사관계식	적용치
길이*	$\lambda_L = L_m / L_p$	4.00×10^{-3}
밀도	$\lambda_\rho = \rho_m / \rho_p$	1.0
속도**	$\lambda_V = V_m / V_p = \lambda_L f_m / f_p$	6.32×10^{-2}
단위길이당 질량	$\lambda_m = \lambda_\rho \lambda_L^2$	1.60×10^{-5}
질량	$\lambda_M = \lambda_\rho \lambda_L^3$	6.40×10^{-6}
단위길이당 관성모멘트	$\lambda_I = \lambda_m \lambda_L^2$	2.56×10^{-10}
관성모멘트	$\lambda_{IM} = \lambda_m \lambda_L^3$	1.02×10^{-12}
시간	$\lambda_T = \lambda_L / \lambda_V = f_p / f_m$	1.32×10^{-2}
구조감쇠	$\lambda_\xi = \xi_m / \xi_p$	1.0
강성	$\lambda_{EI} = \lambda_{GC} = \lambda_I^2 \lambda_L^4$ $\lambda_{EA} = \lambda_V^2 \lambda_L^2$	1.02×10^{-12} 6.40×10^{-8}
단위길이당 힘	$\lambda_F = \lambda_I^2 \lambda_L = \lambda_I^2 / \lambda_V^2$	1.60×10^{-5}
힘	$\lambda_{FM} = \lambda_I^2 \lambda_L^2$	6.40×10^{-8}
휨 및 비틀림 모멘트	$\lambda_{BM} = \lambda_V^2 \lambda_I^2$	2.56×10^{-10}
휨강성	$\lambda_{C_{\omega E}} = \lambda_V^2 \lambda_I^2$	1.64×10^{-17}

*길이 축적=1 : 250.0

** $\lambda_V = \lambda_T = \sqrt{\lambda_L}$

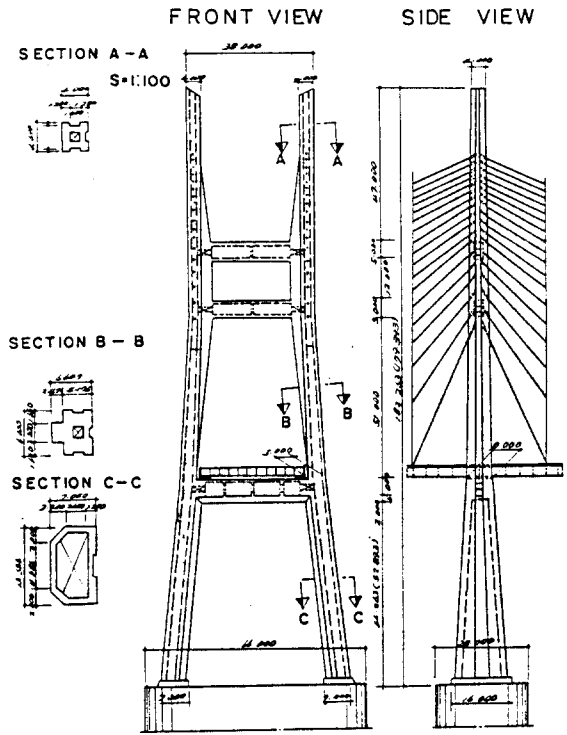


Fig. 2 서해대교 주탑 제원

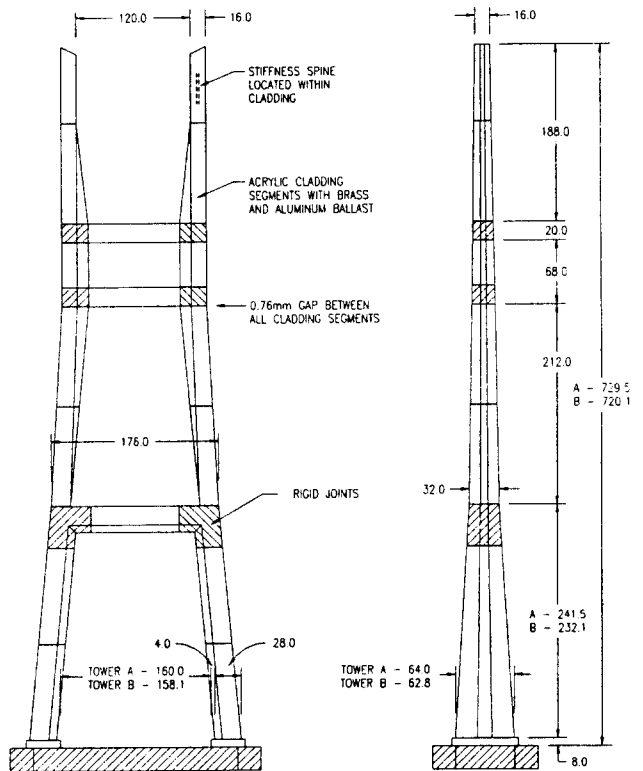


Fig. 3 주탑의 공탄성모형 제작도

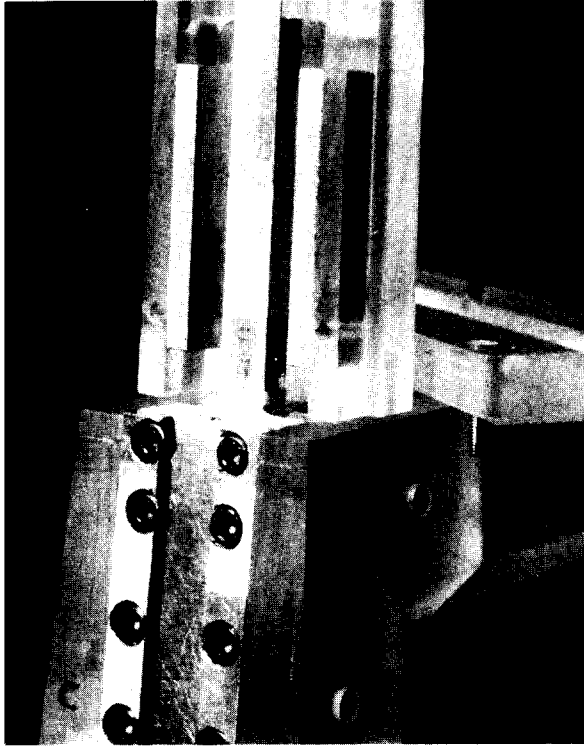


Fig. 4a 주탑부 응력계 부착위치

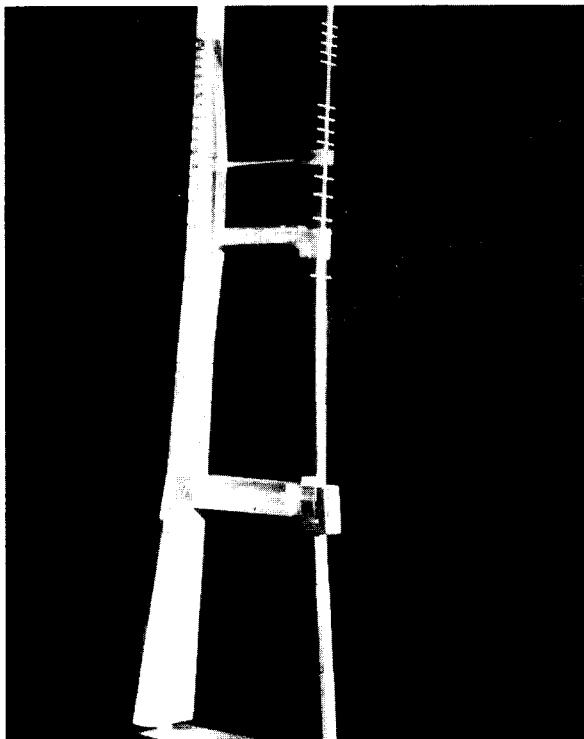


Fig. 4b 주탑과 케이블 연결부위

근을 선정하였다. 또한 주탑 상단부 2개소에는 3개의 가속도계 (accelerometer)를 부착하여 각각의 가속도(수평, 수직, 비틀림)를 측정할 수 있도록 하였다. 응력계를 설치하기 전에 계측값은 모든 지점에서 수평 및 수직 모멘트 사이의 간섭이 4% 이내가 되도록 하였다.

모형제작의 정도를 확인키 위하여, Table 6에는 계산으로부터 구한 동적 특성치와 모형으로부터 구한 동적 특성치를 포함시켰다. 동적 특성치의 계산은 범용 프로그램 ALGOR를 이용한 3차원 동적 해석(three dimensional dynamic analysis)을 통하여 구하였다. 해석으로부터 구한 고유 진동수와 공탄성 모형으로부터 구한 진동수는 8차 모드까지 매우 잘 일치하였다. 주탑이 가지고 있는 구조감쇠로 인한 영향을 검토하기 위하여 피복 연결 부위 외부에 점탄성(Visco-Elastic) 재료를 부착함으로써 구조감쇠를 조종하였다. 수직, 수평 및 비틀림 모드 각각에서의 최저차 대칭 및 비대칭 모드에 대하여 모형으로부터의 모드 조사를 수행하였다. 실측된 모드형상을 Fig. 6에 계산으로부터 구한 모드형상과 함께 소개하였다. 모든 모드는 실교량의 모드형상과 일반적으로 잘 일치하였다.

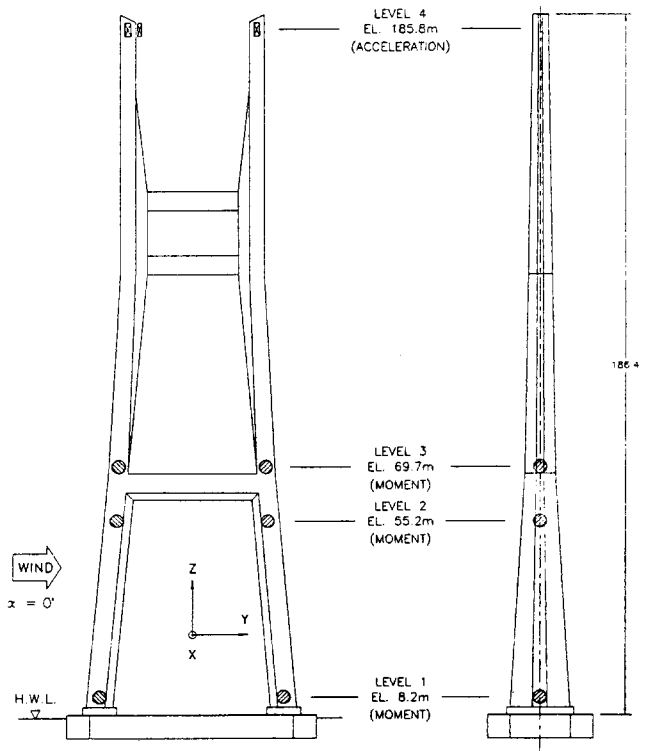


Fig. 5 응력계 부착위치

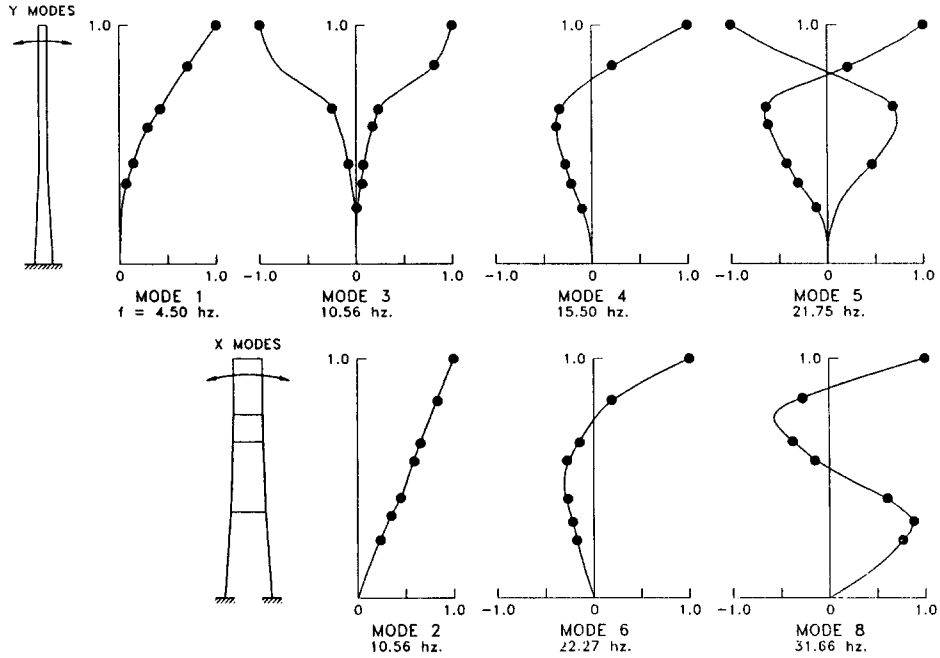


Fig. 6 모드형상의 비교

Table 6 동적 특성치 비교

Mode	Dominant Component	Computed Prototype Freq. (Hz)	Scaled Model Properties*	
			Freq. (Hz)	Damping %
1	Longitudinal Sway 1	0.279	0.285	0.2
2	Lateral Sway 1	0.657	0.668	0.3
3	Torsion 1	0.669	0.980	
4	Longitudinal Sway 2	1.068	0.980	
5	Torsion 2	1.388	1.376	
6	Lateral Sway 2	1.477	1.417	
7	Lateral Tip Mode 1	1.577		
8	Lateral Sway 3	2.118	2.002	
9	Longitudinal Sway 3	2.277		
10	Torsion 3	2.836		

*Measured Model Properties determined from :

$$f_p = f_m \times \lambda_f$$

where : $\lambda_T = 1/\lambda_f = \lambda_v = \sqrt{\lambda_L}$

and : $\lambda_L = 250.0$

4. 기류에 대한 Modeling 방법 및 실험과정

BLWT II 고품속 실험부에서의 모형 풍상측 실험 부 총길이는 39 m로 이는 1/250 축척에서 10 km의

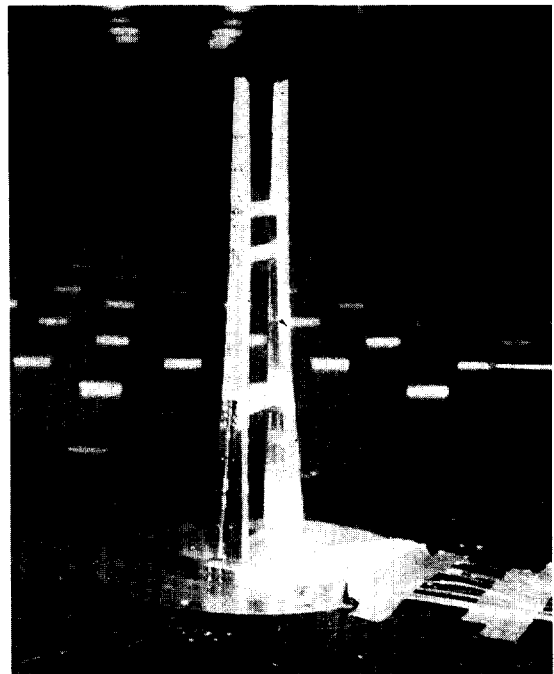


Fig. 7 모형실험 전경

길이에 해당된다. 교량 건설 지점에서의 바람조건을 고려하기 위하여 두가지 상태의 조도조건을 고려한 바람을 사용하였다. 유입풍은 Fig. 7에서와 같이 컴퓨터에 의해 조종되는 700여개의 스테인레스판으로

이루어진 난류재현 장치에 의하여 조절하였다. 평균 풍속 및 난류강도는 열선(Hot Wire)을 이용하여 모형의 중간부분에서 측정하였다.

Fig. 8에는 조도상태에 대한 풍속상태를 정규화된 평균풍속, $V(h)/V_g$ 과 국부 난류강도, $\sigma(h)/V_g$ 와 함께 표시하였다. 경계층 하부에서의 평균풍 자료는 ESDU 82026⁽¹⁰⁾을 이용하여 나타내었다. ESDU 82026은 높이에 따른 풍속 변위특성을 잘 나타낸 널리 통용되는 자료이다. 이 방법에서는 특정 높이에서의 평균 풍속을 마찰 풍속(Friction Velocity), 조도장(Roughness Length) 등의 함수(로그 함수)로

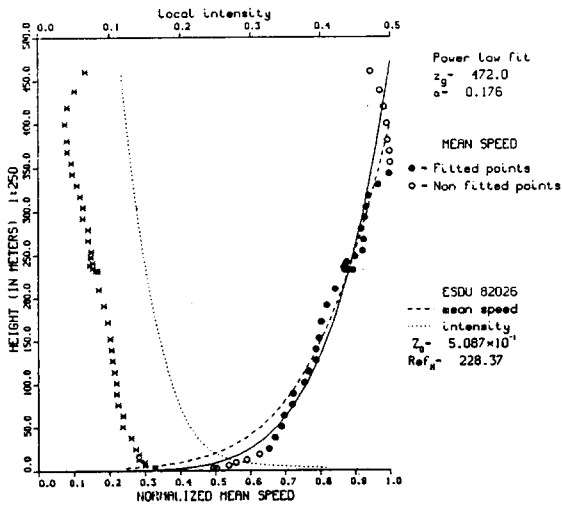


Fig. 8 풍동내부의 풍속상태

나타내는 방법이다. 그러나 수학적 계산의 편의성으로 인하여 지수함수(power law) 형태의 수식을 사용하기도 한다. Fig. 8에서의 Z_0 (surface roughness parameter)와 기준고(reference height)는 그림형태를 규정하는 주요인자(parameter)이며 이 Z_0 의 정의는 또 높이에 따른 난류강도 변화를 규정한다. 본 연구에서 사용된 Z_0 는 0.5087 m, 기준고는 228.37 m였다.

난류강도 6%의 저난류풍에 대한 공력학적 반응(aerodynamic response)에 대한 감응도를 검토하기 위하여 즉, 와류진동(vortex shedding) 현상이 이러한 극한풍 상태에서 가능한지의 검토를 위하여 선정되었다. 다른 하나는 난류강도 12%를 선정하였다. 선정된 두 가지 상태의 난류강도는 예상되는 실제상태를 감안하여 선정하였다. 주탑의 교형 높이부(70 m)를 기준으로 측정된 수직성분의 난류 스펙트럼(power spectra)를 Fig. 9에 소개하였다. 그림에 사용된 자료는 σ^2 으로 정규화하였다.

공탄성 모형실험(aeroelastic model test)에서는 풍속의 전구간에 대하여 약 15분에 해당하는 시간에 대하여 평균, RMS(Root Mean Square), 최대 및 최소 반응값을 측정하였다. 대칭모드에 대한 고유진동수에 대하여 교형 높이에서 풍속 5 m/s~82 m/s의 범위에서 두 가지의 난류특성에 대하여 실험하였다. 구조감쇠값은 Table 3의 0.2%와 1.0%를 사용하였다. 실험은 풍각 $0^\circ \sim 90^\circ$ 사이에서 매 10° 씩 증가시키면서 수행함으로써 제일 불리한 조건에 대한 반응

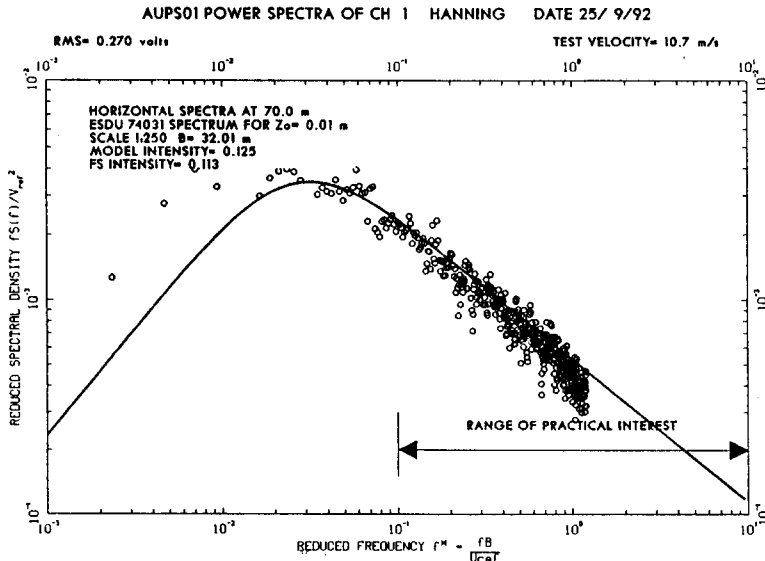


Fig. 9 난류의 수직 성분에 대한 SPECTRA

을 얻을 수 있도록 하였다.

5. 실험결과

全 풍각(0°~90°)에 대한 변화풍속 상태에서의 가속도에 대한 주탑의 반응을 전체적으로 Fig. 10에 소개하였다. 일반적으로 주탑은 교축 직각 방향(풍각 0°)의 바람이 제일 민감하게 반응하였고 풍각 90°와 45°에서도 약간 큰 반응을 보였다. 상세검토를 위하여 주탑 상부 가속도를 크게 유발시키는 풍각 0°와 90°에 대한 반응은 Fig. 11에, 주탑 저면부의 휨모멘트에 대하여 Fig. 12에 소개하였다. 또한 비틀림에 대한 검토를 위하여 X-Y 상대 가속도의 값도 Fig. 11에 포함시켰다.

실험결과, 교축방향의 바람에 주탑이 제일 민감하게 거동하였으나, 실험풍속의 범위내에서 공력학적 불안정 현상은 발생치 않음을 보여주었다. 비틀림 와류진동(vortex shedding) 현상이 교축 직각 방향(azimuth angle 0°)에서 교형높이 기준으로 25 m/s 풍속에서 관측되었으나 이는 매우 낮은 구조감쇠율, 0.2%와 저난류 상태에서 발생하였다. 난류강도를 12%로 증가시킬 경우 진동폭은 급격히 감소하였고 발생 진동수 범위도 크게 넓어졌으며, 구조감쇠율을 1%로 증가시킬 경우 진동은 완전히 제거되었다.

풍속을 60 m/s로 증가시킬 경우 2차 와류진동 현

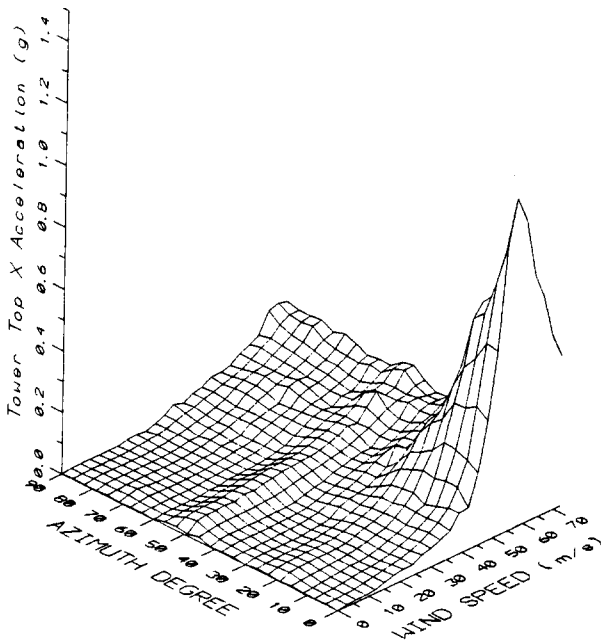


Fig. 10 全풍각에 대한 주탑의 거동

상이 주탑의 상부에서 발생하였으나 구조감쇠를 증가시킬 경우 진동폭은 급격히 감소하였으나 주탑의 높이가 매우 높아 난류강도는 그리 크지 않을 것으로 보여 주탑의 하부에서 발생하는 와류진동현상에는 큰 영향이 없었다. 따라서 주탑의 바람에 의한 영향은 난류강도보다는 구조감쇠에 민감한 것으로 판단되었다.

설계에서 사용한 주탑 가설 공법은 주탑의 상부 구간을 완성치 않고 교형을 동시에 가설하는 시공방

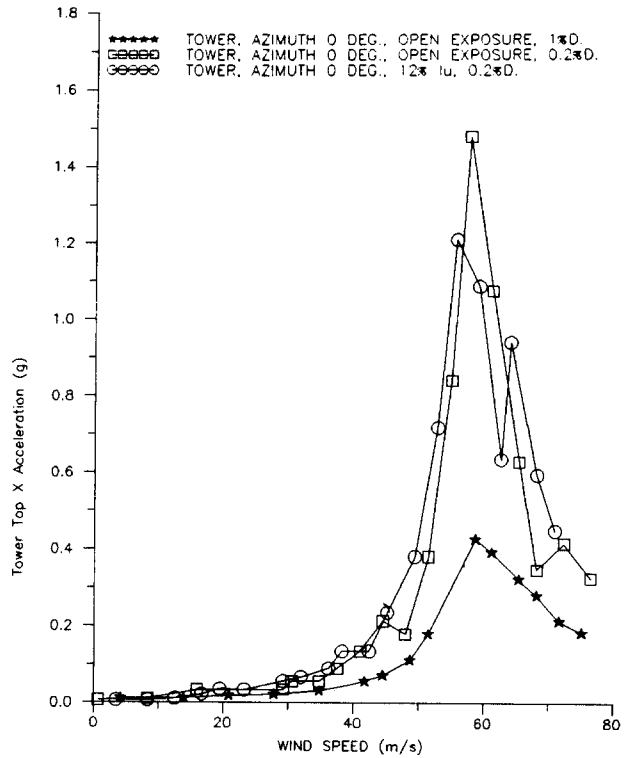


Fig. 11a 주탑상부에서의 X방향 가속도-풍각 0°

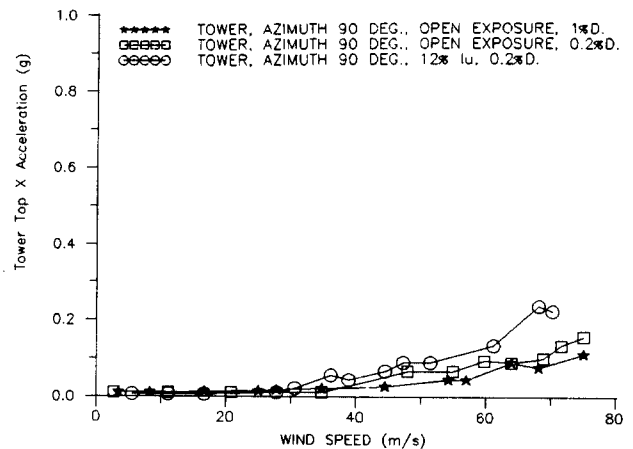


Fig. 11b 주탑상부에서의 X방향 가속도-풍각 90°

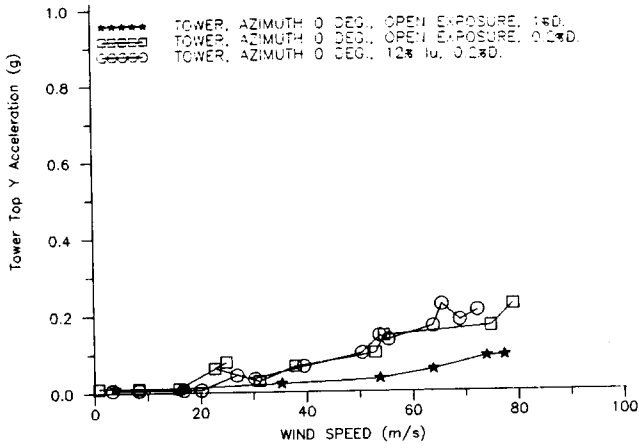


Fig. 11c 주탑상부에서의 Y방향 가속도-풍각 0°

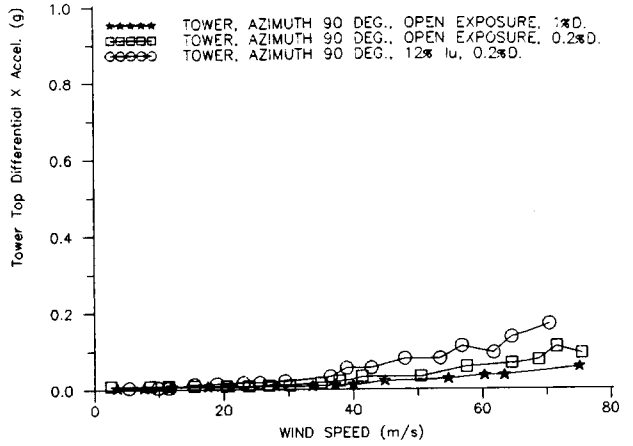


Fig. 11f 주탑상부에서의 X-Y방향 가속도-풍각 90°

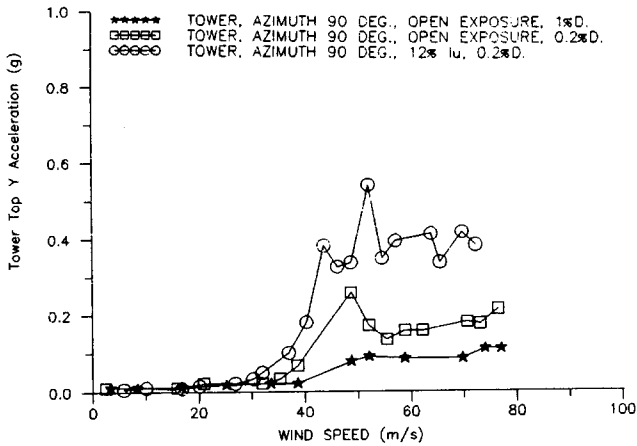


Fig. 11d 주탑상부에서의 Y방향 가속도-풍각 90°

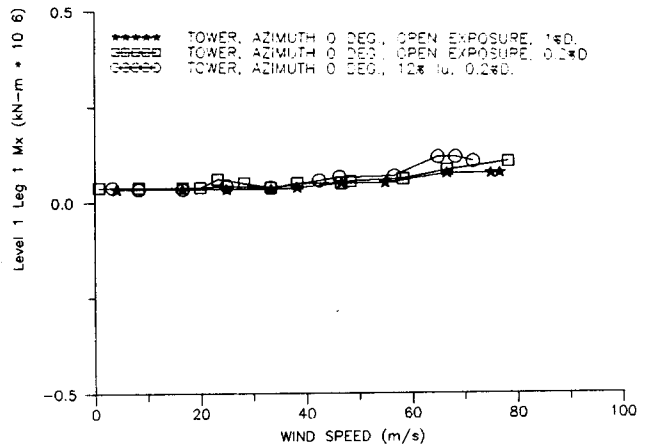


Fig. 12a 주탑저면부에서의 X방향 휨모멘트-풍각 0°

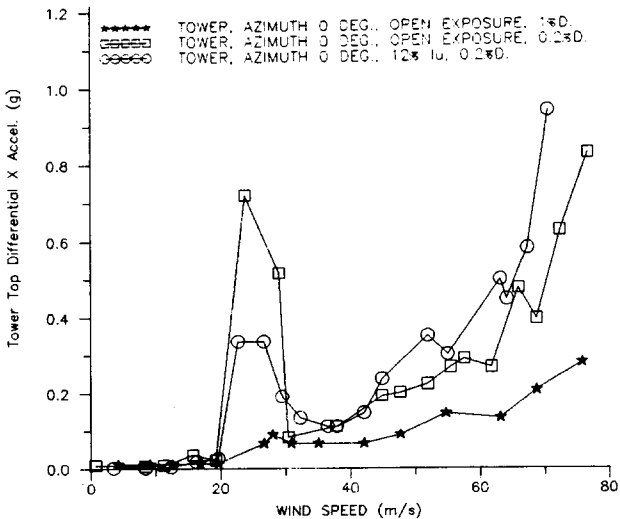


Fig. 11e 주탑상부에서의 X-Y방향 가속도-풍각 0°

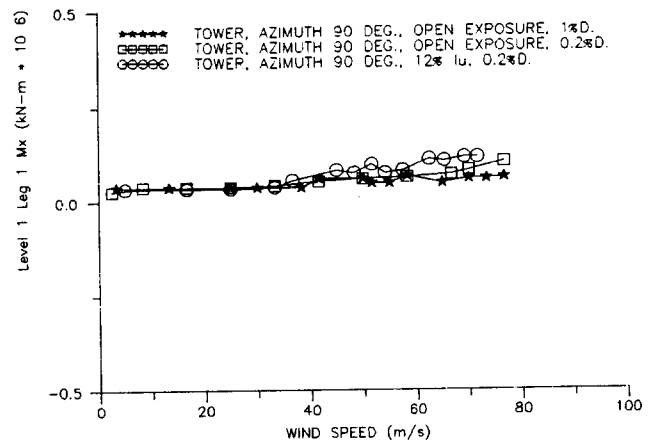


Fig. 12b 주탑저면부에서의 X방향 휨모멘트-풍각 90°

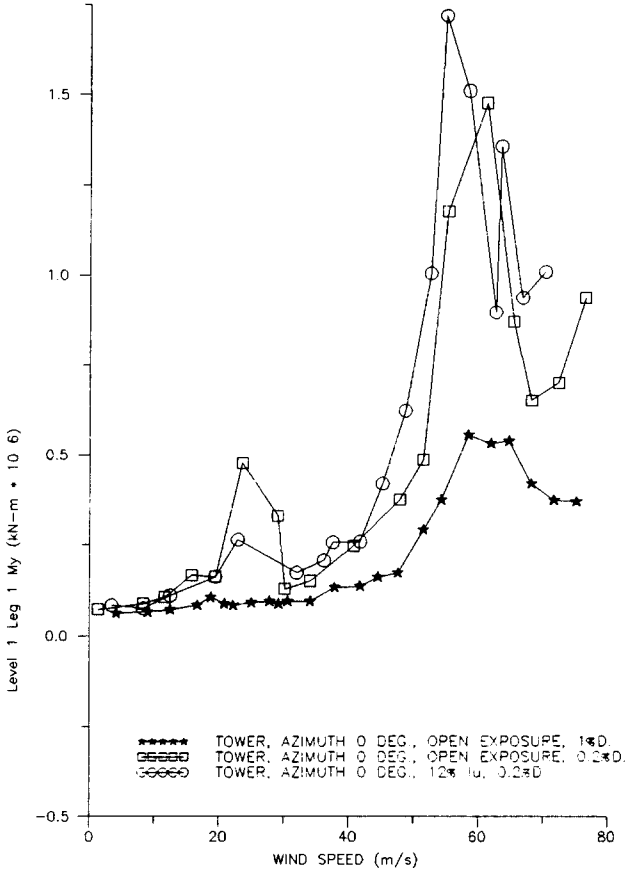


Fig. 12c 주탑저면부에서의 Y방향 휨모멘트-풍각 0°

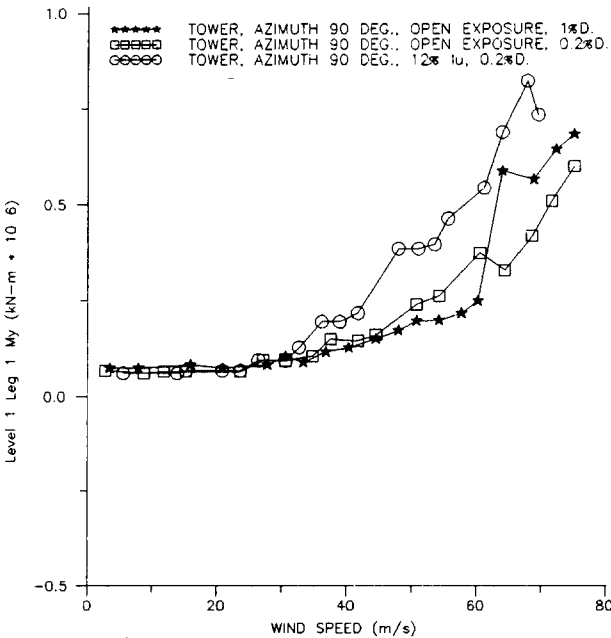


Fig. 12d 주탑저면부에서의 Y방향 휨모멘트-풍각 90°

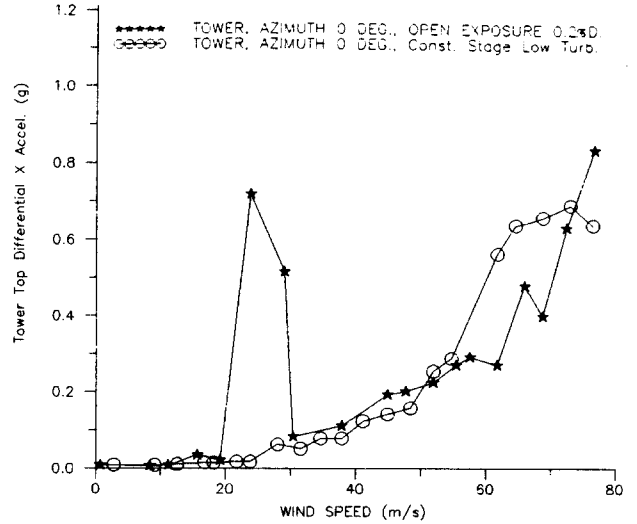


Fig. 13 시공단계중 주탑의 거동비교

법을 채택하고 있어 이러한 상태에 대하여 실험을 수행하였다. Fig. 13과 같이, 고풍속 상태에서도 진동반응이 관측되지 않음으로써 2차 와류진동현상이 주탑 상부에서의 진동과 관련된 것으로 확인되었다.

60 m/s의 풍속은 교량가설 지점을 고려하여 수행한 풍속 해석결과로는 그 확률이 매우 희박한 강풍에 속하고 또한 단독 주탑만이 완성되어 있는 기간도 짧을 뿐아니라, 설계에서는 주탑이 완성되기 전에 주형을 동시에 가설하는 시공방법을 사용하고 있어 진동의 가능성은 작으나 주탑 완성 후 실제 구조물로부터 측정된 구조감쇠가 1% 이하일 경우는 별도의 조치가 필요하다. 특히, 시공의 정밀도 등을 확보하기 위하여 완벽한 진동제어가 필요하다고 판단되는 경우는 tuned mass damper나 tuned sloshing damper 같은 진동 감쇠장치의 설치가 필요하며, 그 경우 별도실험을 통한 감쇠장치의 효율에 대한 확인이 필요하다.

별도로 실시된 전교 모형실험결과⁽¹¹⁾에 의하면 완성계 상태에서의 주탑의 진동은 풍속 85 m/s 이내에서는 발생치 않았으며, 이는 주탑실험시 고려되지 않은 케이블, 주형 등으로부터의 감쇠효과로 인한 것으로 판단되었다.

6. 결 론

모형제작의 정도를 나타내는 고유진동수의 비교결과, 해석으로부터 구한 고유진동수와 공탄성 모형으로부터 구한 진동수는 8차 모드까지 매우 잘 일치하

였다. 또한, 실측된 모드형상은 계산으로부터 구한 모드형상과 일반적으로 잘 일치하였다.

실험결과, 교축 직각 방향의 바람에 주탑이 제일 민감하게 거동하였다. 실험풍속의 범주내에서 공력학적 불안정 현상은 발생치 않음을 보여주었다. 와류진동 현상의 교형높이 기준으로 25 m/s 풍속에서 관측되었으나 이는 매우 낮은 구조감쇠 즉, 0.2%와 저난류 상태에서 발생하였으며 난류강도를 12%로 증가시킬 경우 진동폭은 급격히 감소하였고 발생 진동수 범위도 크게 넓어졌으며 구조감쇠를 1%로 증가시킬 경우 진동은 완전히 제거되었다.

풍속을 60 m/s로 증가시킬 경우 2차 와류진동현상이 주탑의 상부에서 발생하였으나 구조감쇠를 증가시킬 경우 1차 와류진동현상과 비슷한 결과를 얻음으로서 주탑의 바람에 의한 영향은 난류강도보다는 구조감쇠에 민감한 것으로 판단되었고 시공단계를 고려한 추가 실험결과에서도 비슷한 결과를 보여 주었다. 따라서 주탑 완성후 실제 구조물로부터 측정된 구조감쇠가 1% 이하일 경우는 별도의 조치가 필요하다. 특히, 시공의 정밀도 등을 확보하기 위하여 완벽한 진동제어가 필요하다고 판단되는 경우는 tuned mass damper나 tuned sloshing damper 같은 진동 감쇠장치의 설치가 필요하며 그 경우 별도 실험을 통한 감쇠장치의 효율에 대한 확인이 필요하다.

별도로 실시된 전교 모형실험결과에 의한 완성계 상태에서의 주탑의 진동은 풍속 85 m/s 이내에서는 발생치 않았으며, 이는 주탑실험시 고려되지 않은 케이블, 주형 등으로부터의 감쇠효과로 인한 것으로 판단되었다.

참 고 문 헌

(1) Podolny, W. and Scalzi, J. B., 1986, "Construc-

tion and Design of Cable-Stayed Bridges," 2nd Edition, JOHN WILEY & SONS, New York.

(2) Simiu, E. and Scanlan, R. H., 1986, "Wind Effects on Structures — An Introduction to Wind Engineering," 2nd Edition, JOHN Wiley & Sons, New York.

(3) Kolousek, V., Pirner, M., Fischer, O. and Naprstek, J., 1984, "Wind Effects on Civil Engineering Structures," Elsevier, New York.

(4) Ito, M., Fujino, Y., Miyata, T. and Narita, N., 1991, "Cable-Stayed Bridges — Recent Developments and their Future," Elsevier, New York.

(5) Gimsing, N. J., 1983, "Cable Supported Bridges — Concept and Design," John Wiley & Sons, New York.

(6) Troisky, M. S., 1988, "Cable-Stayed Bridges — Theory and Design," 2nd Edition, BSP Professional Books, Oxford.

(7) 본주사국연락교 풍동시험요령, 1980, 동해설, 본주사국연락교공단, 소화 55년.

(8) 명석해협대교풍동시험요령, 1990, 동해설, 본주사국연락교공단, 평성 2년.

(9) Wind Tunnel Model Studies of Buildings and Structures, 1992, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67, ASCE.

(10) Engineering Science Data Unit, 1974, "Characteristics of Atmospheric Tubulence Near the Ground," Data Item 74031.

(11) 윤태양, 1994, "장대 사장교의 내풍설계를 위한 풍동실험 연구(Ⅱ) — 전체계 공탄성 모형실험," 한국강구조학회지, 6권 1호, pp. 175~184.