

사장교의 내진 손상지수의 제안 및 손상도 평가

김응록
송원대학교 공학계열

Seismic Damage Index Proposal and Damage Assessment for Cable-Stayed Bridge

Eung-Rok Kim

Division of Engineering, Songwon University

요약 최근 국내에서의 잦은 지진 발생으로 지진에 대한 관심이 증가함에 따라 이에 대한 해석법 및 손상도를 평가하는 여러 가지 방법이 제시되고 있다. 그러나 해석 및 손상도를 평가함에 있어 각각의 부재에 대한 변위와 부재력 뿐 아니라 실제 발생하는 지진에 대하여 구조물의 손상도를 정량적으로 평가하기에는 기준 및 방법이 미비한 실정이다. 따라서 본 논문에서는 케이블지지 교량인 사장교를 대상으로 실제지진하중 및 여러 가지 형태의 지진파에 대하여 지진해석을 수행하고 그 결과를 바탕으로 손상도 평가방법을 제시하였다. 손상지수는 사장교의 주탑 기울기를 기반으로 산정하였으며 물리적 내진손상 특성은 각각 A, B, C, D 레벨의 4단계로 제안하였다. 또한 지진해석방법에 따라 내진 손상지수가 항상 크거나 또는 작게 나온다고 단순하게 판단 할 수는 없었으며 본 연구는 사장교를 대상으로 하여 내진 손상지수의 제안 및 손상도 평가를 수행한 것이나 지진하중 하에서 비슷한 최대 변위응답 특성을 보이는 구조물에도 확장하여 적용할 수 있으리라 생각된다.

Abstract With the nation showing increasing concern for earthquakes, there have been several methods for the analysis of earthquakes and evaluation of damage. Nevertheless, there is no clear standard to assess the seismic damage to structures quantitatively. Accordingly, this study conducted seismic analysis of several forms of seismic waves and actual seismic load, targeting the cable stayed bridge, which is supported by a cable and proposes a method for evaluating the damage based on the results. The damage index was calculated based on the tilting of the pylon of the cable-stayed bridge and the characteristics of physical seismic damage was suggested with 4 levels, such as A, B, C, and D. In addition, it is not proper to simply judge that the seismic damage index is obtained as large or small at all times depending on the seismic analysis method. Although this study focused on the proposal seismic damage index and an evaluation of the damage targeting the cable stayed bridge, the result was applied to a structure with a similar maximum displacement response.

Keywords : Cable-stayed Bridge, Damage Assessment, Damage Index, Response Spectrum, Seismic Analysis

1. 서론

최근 발생한 경주 및 포항의 지진에서 보듯이 빈번하게 지진이 발생하는 일본이나 미국 등과 같이 국내에서도 대규모 지진이 발생할 확률이 높다는 인식이 확산되고 있다. 지난 30여년 동안 지진하중과 같은 반복하중이

작용하는 구조물에 대하여 많은 손상도 평가 모델이 제안 되었고 이에 대한 손상도 지수식이 개발되었다. 정영수 등은 유사정적실험을 수행하여 구조물의 변위 및 에너지 연성도, 에너지 분석, 곡률, 역량스펙트럼 등을 분석하였고[1], 김두기 등은 최대지반가속도의 함수로 나타난 손상도 곡선으로 교각 및 케이블의 손상등급을 제

이 논문은 2017년도 송원대학교 학술연구비 지원을 받아 연구되었음.

*Corresponding Author : Eung-Rok Kim(Songwon Univ.)

Tel: +82-62-360-5910 email: erok@songwon.ac.kr

Received September 29, 2017

Revised (1st November 21, 2017, 2nd December 5, 2017)

Accepted January 5, 2018

Published January 31, 2018

시하였다[2]. 이러한 손상도 평가모델에 대한 평가 식은 주로 강 부재를 사용하는 고층빌딩, 장대교량, 해양 석유 플랫폼, 가스 플랫폼과 원자력 발전소 등과 같은 고층 구조물 또는 대규모 토목구조물에 적용되어진다. 윤일로 등은 철근콘크리트 기둥을 대상으로 손상도를 평가하기 위해 비선형 유한요소법을 이용하여 손상지표로서 비국소화 변형률의 적합성을 검토하였다[3]. 여러 가지 실험적인 방법과 해석적인 방법을 통하여 손상도 평가모델에 관한 평가 식을 개발하고자 실제 모델과 그들 부재들의 상호 연관성에 입각하여 해석적 방법을 정립하고자 노력하고 있으나 지진하중과 같은 반복하중에 의한 구조물의 주된 피해 원인인 구조물이 가지고 있는 에너지 소산능력과 구조물의 연성을 정확히 파악하지 못하고 있다는 것이다[4],[5]. 따라서 구조물과 그들 부재에 대하여 대변형을 일으키는 기하학적인 측면과 파괴역학적인 물리적 측면, 재료의 특성을 고려한 새로운 손상도 평가모델을 제안하고 손상도 평가방법을 제시하고자 한다.

2. 사장교의 지진해석

2.1 구조물의 개요

본 연구 대상 교량은 ○○시와 □□시를 연결하는 국내 최초의 브래킷 정착방식의 연직 콘크리트 주탑과 강합성 상부 거더로 구성된 사장교이다. 상부거더의 전체 길이는 1,411m이고, 지간이 430m인 4차선 교폭을 갖는 사장교이다. H형식의 주탑을 채택하였으며 그 높이는 166m와 162m의 규격을 사용하였다. 완공 후 본 연구대상 사장교의 전경은 Fig.1과 같다.



Fig. 1. A panorama of cable-stayed bridge (subject of study)

2.2 교량의 구조 모델링

2.2.1 일반사항

Fig.2는 교량의 현황 및 제원을 보여 주고 있다. 본 연구 대상 사장교구간의 내진해석을 위해 범용 구조해석 프로그램 MIDAS CIVIL VER. 3.0을 활용하였다. 보강 거더 및 주탑은 절점당 6개의 자유도를 갖고 휨-비틀림 결합작용을 고려할 수 있는 3차원 뼈대요소를 사용하였으며 케이블은 3차원 케이블 요소를 사용하였다. 실제 제작 및 가설길이에 맞춰 부재를 배치하고 절점은 단면도심에 배치하였다.

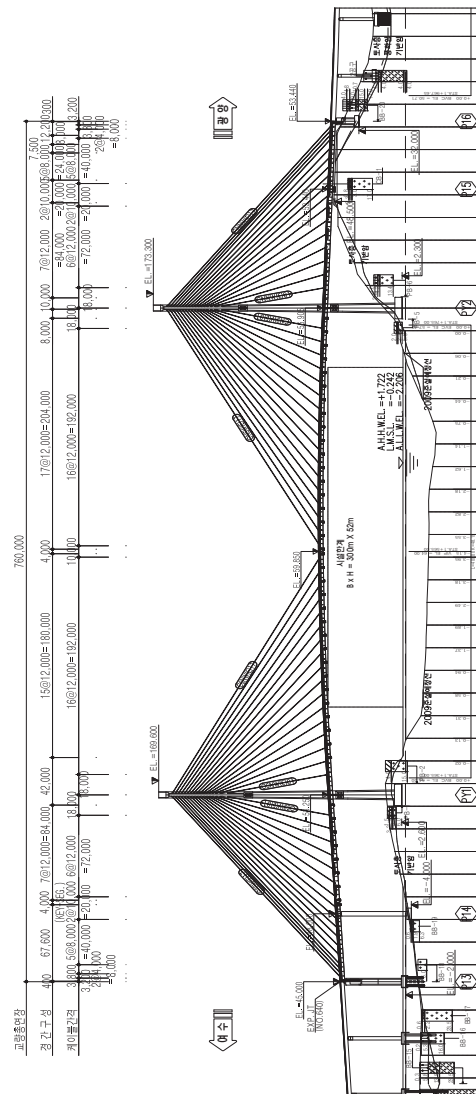


Fig.2. Longitudinal section of cable-stayed bridge

전체좌표계에서 교축방향은 X, 교축직각방향은 Y, 연직방향은 Z 이다. 모델에 사용된 질점은 총 484개이며 요소는 케이블 요소(Tension Only) 136개, 빔 요소 478개가 사용 되었다.

Table 1은 구조모델링에 사용한 재료의 특성과 부재 단면의 특성을 보여 주고 있다. Table 1에서 Elastic Constant는 탄성계수로서, 케이블(Cable)은 SM400강재의 전형적인 탄성계수 값이고 교각(Pier)과 주탑(Pylon)은 콘크리트 강도를 고려하여 각각 산정한 값이다. 교대 위치에서 링크부재는 보요소를 사용하였으며 단부 구속 조건을 충분히 반영하도록 모멘트 구속 조건을 풀어 적합한 경계조건을 부여하였다. 받침에 대한 모델링은 윈드슈와 연직받침을 고려하였으며 탄성 스프링을 사용하여 모델링 하였다(Fig.3)

Table 1. Material Property

Structural Member	Material	Elastic Constant kN/m ²	Poisson's Ratio	Unit Weight kN/m ³	Mass kN/m ³ /g	Form
Cable	SM400	2.06E+08	0.3	7.70E+01	7.85E+00	Iso tropic
Pier	C350	2.61E+07	0.167	2.45E+01	2.50E+00	Iso tropic
Pylon	C400	2.74E+07	0.167	2.45E+01	2.50E+00	Iso tropic

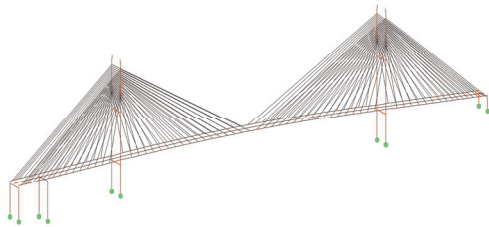


Fig. 3. 3D structure modeling for analysis

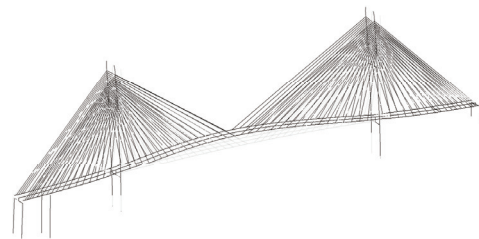
2.2.2 고유치 해석

응답스펙트럼이나 시간이력지진해석을 수행하기 전에 구조 모델에 대한 고유치해석을 수행해야 한다. 고유치 해석은 해당 구조물의 진동 특성을 평가하는 해석으로 구조물이 외력에 대해 자유롭게 진동할 수 있는 형상을 보여준다. 본 연구에서의 고유치 해석방법은 Lanczos 법을 사용 하였다.

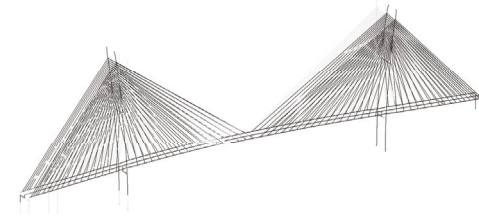
Fig.4는 본 연구의 고유치해석결과 얻어진 각 모드형상을 보여주고 있다. 그리고 Table 2는 본 연구의 고유치해석결과 얻어진 각 모드별 구조물의 주기와 질량 참여율을 보여주고 있다.

고유치 해석 결과 첫 번째 모드의 주기가 2.8초로서 본 연구대상 사장교는 일반 교량에 비해 장주기 구조물임을 알 수 있고 이에 대응하는 진동수는 0.4Hz이었다.

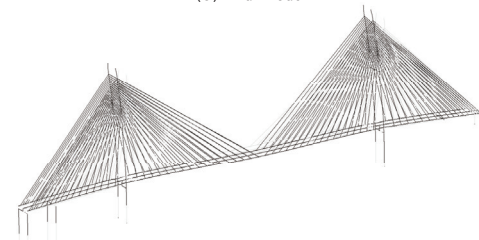
2번째 모드의 주기는 2.5초, 3번째 주기는 2.4초, 4번째는 2.0초, 그리고 5번째는 1.9초로 모드 차수가 높아짐에 따라 주기가 점점 작아짐을 알 수 있었다. 질량 참여율은 해당 모드에서 구조물의 질량이 영향을 미치는 정도를 나타내는 수치이다. 1차 모드의 경우 Y방향 질량 참여율이 34%로서 모드 형상에서 1차 모드는 Y방향으로 거동한다.



(a) 1st mode



(b) 2nd mode



(c) 3rd mode



(d) 4th mode

Fig. 4. Mode shapes

Table 2. Eigenvalue analysis

Mode No.	Frequency		Period sec	TRAN-X		TRAN-Y	
	rad/sec	cycle/sec		Mass (%)	SUM (%)	Mass (%)	SUM (%)
1	2.3	0.4	2.8	0	0	34	34
2	2.5	0.4	2.5	0	0	0	34
3	2.6	0.4	2.4	0	0	11	45
4	3.2	0.5	2.0	49	49	0	45
5	3.3	0.5	1.9	5	54	0	45
6	4.1	0.7	1.5	0	54	0	45
7	4.1	0.7	1.5	0	54	0	45
8	4.4	0.7	1.4	6	60	0	45
9	4.6	0.7	1.4	11	71	0	45
10	4.8	0.8	1.3	0	71	0	45
11	5.7	0.9	1.1	0	71	15	60
12	6.4	1.0	1.0	0	71	2	62
13	6.7	1.1	0.9	1	72	0	62
14	6.8	1.1	0.9	8	80	0	62
15	6.8	1.1	0.9	0	80	0	62
16	6.9	1.1	0.9	0	80	10	72
17	7.5	1.2	0.8	0	80	1	72
18	8.2	1.3	0.8	2	82	0	72
19	8.2	1.3	0.8	1	83	0	72
20	8.2	1.3	0.8	0	83	0	72

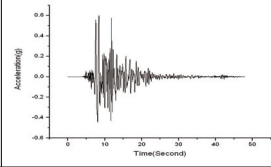
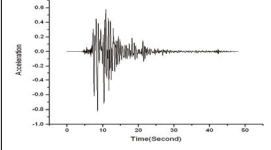
2.2.3 지진 해석 및 결과

본 연구대상 사장교 구조물에 대한 지진 해석은 응답스펙트럼 해석법과 시간이력 해석법의 방법을 사용하여 수행하였다.

본 연구에서 사용된 인공지진파는 널리 사용되고 있는 SIMQKE 프로그램을 사용하여 생성하였다. 인공지진파 생성의 기준으로 제시한 요구조건에 만족하는 하는 단주기, 중간주기, 장주기로 구분하여 3개의 인공지진파를 작성하였다. 최소주기와 최대주기 범위는 단주기에서 0.035sec-0.5sec, 중간주기에서 0.5sec - 3sec, 장주기에서 3sec - 30sec로 하였다. 단주기파의 최대가속도는 0.155g 이고 지속시간은 25sec이다. 중간주기파의 최대가속도는 0.16g이고 지속시간은 25sec이다. 장주기파의 최대가속도는 0.154g이고 지속시간은 80sec이다. 인공지진파 데이터 생성을 위한 시간간격은 0.01sec이다. 시간이력 해석을 위하여 KOBE-EW(지표면에서 동서방향으로 관측된 지반 흔들림, 최대가속도 0.57g)와 KOBE-NS(지표면에서 남북방향으로 관측된 지반 흔들림, 최대가속도 0.79g)를 이용하였으며 Table 3과 같다. 고베지진파의

탁월주기는 0.5sec이고 지속시간은 20sec이다.

Table 3. Actual measurement seismic wave

List	Max. Acceleration	Duration Time	Seismic Wave
Kobe_EW	0.57g	20sec	
Kobe_NS	0.79g	20sec	

실측지진파인 고베지진파에 대해 지진해석 결과 얻어진 최대변위, 최대부재력, 그리고 최대 조합응력 값들을 정리하면 Table 4와 같다.

Fig.5는 응답스펙트럼 해석결과 얻어진 X방향(교축방향) 및 Y방향(교축직각방향)과 Z방향(연직방향)의 최대 변위와 부재력 크기를 각각 보여주고 있다. 시간 이력 해석법을 사용하였을 경우의 최대 변위와 부재력 크기는 Fig.6에 나타나 있다.

실측지진파인 KOBE_NS지진파를 재하하여 해석한 경우 Table 4 및 Fig.5, 6과 같이 X방향 변위 및 Y방향 변위는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 각각 126%, 70%로 평가되어 해석에 따른 일관성은 보이지 않았다. 모멘트의 경우 전 방향에서 시간이력해석의 경우보다 응답스펙트럼 해석이 크게 평가하였지만 X방향과 Z방향은 해석법에 따른 차이가 큰 것으로 나타났다. 대체적으로 X방향 변위, 축력, 조합응력은 시간이력해석이 큰 수치를 나타냈으며 Y방향 및 Z방향은 응답스펙트럼 해석이 더욱 큰 수치를 나타내었다.

KOBE_EW지진파를 재하하여 해석한 경우, X방향 변위 및 Y방향 변위는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 각각 66%, 62%로 평가되어 응답스펙트럼해석법이 더욱 큰 변위를 나타냈다. 부재력의 경우 Table 4 및 Fig.5, 6과 같이 시간이력해석에 비해 응답스펙트럼 해석이 2배 이상 큰 부재력을 보이는 것으로 나타났다. KOBE_EW지진파의 경우 변위, 부재력, 응력 모두에서 응답스펙트럼 해석이 크게 평가되는 것으로 나타났다.

Table 4. Seismic analysis result using actual measurement seismic wave

Seismic Wave	Division	Loading Direction	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
KOBE_EW	Maximum Displacement (mm)	X	872	331
		Y	1,087	674
		Z		-
	Axial Force(kN)	Ax	157,801	80,952
	Shear Force(kN)	Fy	107,016	25,631
		Fz	174,203	59,557
	Bending Moment (kN·m)	Mx	514,375	44,470
		My	2,001,468	828,589
		Mz	2,624,175	838,455
Maximum Combined Stress (MPa)	X	421	421	
	Y	297	110	
	Z		-	
KOBE_NS	Maximum Displacement (mm)	X	804	1,013
		Y	1,090	768
		Z		-
	Axial Force(kN)	Ax	159,816	211,955
	Shear Force(kN)	Fy	147,824	24,617
		Fz	180,443	156,216
	Bending Moment (kN·m)	Mx	535,682	46,573
		My	2,859,033	2,186,514
		Mz	3,288,311	797,498
Maximum Combined Stress (MPa)	X	515	1,083	
	Y	385	137	
	Z		-	
KOBE_Z Vertical	Maximum Displacement (mm)	X	-	-
		Y	-	-
		Z	294	491
	Axial Force(kN)	Ax	43,387	41,757
	Shear Force(kN)	Fy	15,635	3,032
		Fz	11,236	14,446
	Bending Moment (kN·m)	Mx	119,987	1,922
		My	307,424	706,249
		Mz	62,240	18,950
Maximum Combined Stress (MPa)	X			
	Y			
	Z	177	136	

지진파를 Z방향(KOBE_Z)으로 재하하여 해석한 경우 Z방향 변위는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 167%로 평가되어 시간이력해석법이 더욱 큰 변위를 나타냈다. 부재력에서 축력 전단력 모멘트는 각 해석법에 따른 확연한 특징이 없었다. Z방향 재하 결과 X방향과 Y방향에 비해 변위, 부재력, 응력 등이 모든 해석법에서 더욱 적게 평가되는 것으로 나타났다.

단주기 특성을 가진 인공 지진파를 X, Y, Z방향으로 재하 하여 해석한 경우 Table 4 및 Fig.5, 6 과 같이 X, Y, Z방향 변위는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 각각 41%, 185%, 404%로 평가 되었다. 이 결과를 고베 지진 수평남북(NS)을 재하한 경우와 비교해보면 실측 지진을 재하한 경우 단주기 인공지진파를 재하한 경우보다 더욱 큰 변위를 나타나는 것으로 확인 되었다.

중간주기 특성을 가진 인공 지진파를 X, Y, Z방향으로 재하 하여 해석한 경우 X, Y, Z방향 변위는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 각각 261%, 249%, 264%로 평가 되었다. 중간주기파는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 대체로 크게 평가 하는 것으로 나타나 단주기파와 대체로 비슷한 것으로 나타났다.

장주기 특성을 가진 인공 지진파를 X, Y, Z방향으로 재하 하여 해석한 경우 Table 4 및 Fig. 5, 6과 같이 X, Y, Z방향 변위는 응답스펙트럼에 비해 시간이력해석이 각각 132%, 167%, 166%로 평가 되었다. 단주기, 중간주기와 마찬가지로 시간이력해석이 더욱 큰 변위, 부재력, 응력이 산정 되었다.

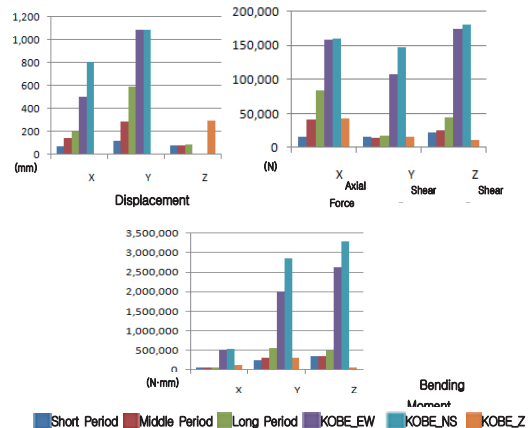


Fig. 5. Comparison on seismic analysis result using response spectrum analysis

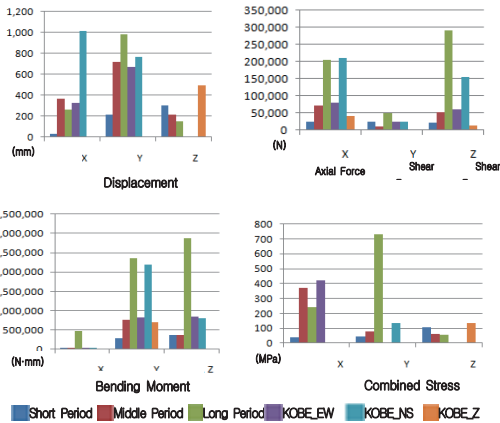


Fig. 6. Comparison on seismic analysis result using time history analysis

시간이력해석법에서 인공지진파와 실측 지진파를 비교하면 Y방향 변위가 다른 방향에 비해 크게 평가 되었으며 인공지진파보다는 실측지진파로 해석 하였을 때 더욱 큰 변위가 나타났다. X방향에서 가장 큰 변위는 KOBE_NS파를 재하 하였을 경우이며 1,013mm의 변위가 나타났다. Y방향에서 가장 큰 변위는 장주기파를 재하한 경우이며 984mm의 변위가 나타났다. Z방향의 경우 X, Y방향에 비해 매우 작은 변위를 보였으나 단주기 파의 경우는 큰 변위를 보였다. 실측 지진파와 인공 지진 파 모두에서 장주기 지진파가 변위, 부재력, 응력을 크게 평가 하는 것으로 나타났다. 다만, 교축방향변위는 KOBE_NS파가 가장 큰 수치를 나타 내었다.

응답스펙트럼해석법에서 인공지진파와 실측 지진파 를 비교하면 Y방향 변위가 다른 방향에 비해 크게 평가 되었으며 인공지진파보다는 실측지진파로 해석 하였을 때 더욱 큰 변위가 나타났다. 이 결과는 시간이력해석법 과 동일한 것이다.

X방향에서 가장 큰 변위는 시간이력해석과 마찬가지로 KOBE_NS파를 재하 하였을 경우이며 804mm의 변 위가 나타나 시간이력해석에 비해 79%로 평가 되어 시 간이력해석법에서 더욱 큰 최대변위가 나타났다. Y방향 에서 가장 큰 변위는 시간이력해석과는 다르게 실측 지 진파에서 더욱 큰 변위가 나타났으며 최대변위는 1,090mm이다. Z방향의 경우 시간이력해석과 마찬가지로 X, Y방향에 비해 더욱 작은 변위를 보여 주었다. 실 측 지진파와 인공 지진파 모두에서 실측지진파가 변위, 부재력, 응력을 크게 평가 하는 것으로 나타났다.

3. 기울기에 의한 내진 손상도 평가

일반적으로 교량의 철근 콘크리트 교각과 같은 기둥 구조물의 안전진단 시 한계 상태 기울기 값을 사용하여 구조 안전성 여부를 판단한다. 즉, 기울기 1/750은 구조 물의 정상적인 유지 관리 기준 값이고, 1/250의 기울기 는 보수, 보강 등이 필요한 사용 제한 상태의 기준 값이 다. 그리고 구조물의 손상이 매우 심각하여 긴급 보강 및 사용금지 또는 철거가 필요한 기울기의 한계 상태 기준 치는 1/150이다. Park et al.[6], Nishigaki & Mizuhata [7]는 연성률과 에너지 소산을 포함한 철근 콘크리트 부 재에 대한 지진하중이 작용하였을 경우의 손상도 평가모 델을 제안하였다. 이들은 손상지수에 관한 다양한 수치 적인 함수와 방대한 실제 관측된 지진피해 실험데이터와 의 관계를 분석하여 최대변위와 에너지 소산 이력의 선 형적인 조합을 사용하여 손상도 모형을 제시하였다.

본 연구에서는 기둥 구조물의 안전진단 시 한계 상태 기울기 값과 Park et al.[6], Nishigaki & Mizuhata[7]의 다양한 수치적인 함수 및 방대한 실제 관측된 물리적 지 진손상피해 실험데이터와의 관계를 선형 조합하여, 이 값들을 기준으로 기울기 기반 내진 손상평가 지수를 전 개하였다. 기울기 기준 값과 한계상태 그리고 조치 사항 을 연계시켜 다음과 같은 주탑 구조물의 기울기 기반 내 진 손상평가 지수를 제안할 수 있다.

$$D_{\theta,I} = \frac{\theta_{max}}{\theta_{limit}} \quad \text{식(1)}$$

여기서,

- θ_{max} : 내진 해석 결과 얻어진 최대 기울기
- θ_{limit} : 붕괴 근처의 한계 기울기

기울기 θ 는 주탑의 최상에서 내진 해석 시 발생하는 수평변위 Δ 를 주탑의 높이 H로 나눈 것이다. θ_{max} 은 입 력 지진파에 대한 내진 해석 시 구해진 최상단의 최대 수평 변위량 Δ_{max} 를 주탑의 높이 166m로 나눈 값을 의미한다. θ_{limit} 는 철근 콘크리트 주탑 구조물의 긴급 보강 및 사용 금지 또는 철거에 대응하는 한계 상태 기 울기 1/150의 값을 본 연구 대상 구조물에 적용하였다.

위의 기울기 기반 내진 손상지수 식(1)과 교각 주탑 기울기의 정량적인 관계를 구해보면 Table 5와 같다. 이 상의 콘크리트 주탑에 대한 한계 상태 기울기 값들을 연

계시키면 Table 5~7과 같은 최대 기울기에 기반을 둔 내진 손상 등급과 손상 평가 등급 그래프가 구해질 수 있다. A등급과 B등급의 기울기 내진 손상지수 기준치 0.20이고, B등급과 C등급 0.60, 그리고 C등급과 D등급의 기준치는 1.00임을 알 수 있다.

Table 5. Relation between damage index and slope of the pier

Damage Index($D_{\theta,I}$)	Slope of the pier(Δ/H)
0.20	1/750
0.60	1/250
1.00	1/150

Table 6. Seismic damage assessment level by slope

Level	A	B	C	D
Slope	0	$\frac{(1/750)}{(1/150)} = 0.20$	$\frac{(1/250)}{(1/150)} = 0.60$	$\frac{(1/150)}{(1/150)} = 1.00$

Table 7. Seismic damage level by slope damage index

Damage Level	Damage Index
A	$0.00 \leq D_{\theta,I} < 0.20$
B	$0.20 \leq D_{\theta,I} < 0.60$
C	$0.60 \leq D_{\theta,I} < 1.00$
D	$1.00 \leq D_{\theta,I}$

Table 8은 기울기 기반 내진 손상 등급 레벨에 대한 철근 콘크리트 주탑 구조물의 물리적 내진 손상 특성을 나타낸 것이다. 비례한도 이내에서 기울기가 탄성 거동을 하여 내진 손상이 전혀 없는 등급은 A레벨이다. 경미한 내진 손상이 발생하는 B등급의 물리적 내진 손상 특성은 산발적인 작은 균열 발생 또는 콘크리트 표면이 부분적으로 파손하는 정도를 나타낸다. C등급 레벨은 광범위한 다수의 큰 콘크리트 변형이 발생하거나, 철근의 파손이 발생하는 구간을 의미한다. 마지막으로 D등급 레벨은 매우 큰 소성변형이 발생하거나 주탑 구조물이 부분적 또는 전체적으로 완전 붕괴에 근접한 손상이 발생하는 단계를 나타낸다.

Table 8. Physical seismic damage properties about damage level

Damage Level	State	Damage properties
A ($0.00 \leq D_{\theta,I} < 0.20$)	No Damage	·Show normal structure performance ·Elastic behavior at proportional limit
B ($0.20 \leq D_{\theta,I} < 0.60$)	Slight Damage	·Sporadic occurrence of cracking ·Partial Crashing of Concrete Surface ·Behavior within yield stress above proportional limit
C ($0.60 \leq D_{\theta,I} < 1.00$)	Extensive Damage	·Extensive damage of concrete ·Occurrence of plastic deformation ·Disclosure of Buckled Reinforcements
D ($1.00 \leq D_{\theta,I}$)	Near Collapse Damage	·Occurrence of plastic deformation ·Partial or Total Collapse

각각의 지진 해석법과 입력 지진파에 따라 구해진 철근 콘크리트 주탑의 최대 기울기를 정리하면 Table 9와 같다. 여기서 최대 기울기는 교축방향(X방향) 및 교축직각방향(Y방향)의 수평변위들을 비교하여 최대 변위를 사용한 것으로, 응답스펙트럼법과 시간이력해석법의 해석결과를 모두 비교·평가하였다. 응답 스펙트럼 해석에서 단주기 입력지진파 가력 시는 주탑의 기울기가 가장 안전한 1/1407값이 구해졌으며, 중간 주기 지진파는 1/574, 장주기는 1/282의 값이 산출되었다. 고베 지진의 수평 동서(EW) 및 남북(NS) 방향파 가력시 붕괴근처 한계 기울기 θ_{limit} (1/150)에 매우 근접한 1/153 및 1/152의 값이 각각 계산되었고 고베지진의 수직방향(Vertical)에서는 그보다 작은 1/565의 값이 산출되었다.

Table 9. Max slope in consequences of analysis method and seismic wave

seismic wave analysis method	short period	middle period	long period	KOBE (EW)	KOBE (NS)	KOBE (Vertical)
	Response spectrum analysis	$\frac{1}{1407}$	$\frac{1}{574}$	$\frac{1}{282}$	$\frac{1}{153}$	$\frac{1}{152}$
Time history analysis	$\frac{1}{541}$	$\frac{1}{230}$	$\frac{1}{169}$	$\frac{1}{246}$	$\frac{1}{164}$	$\frac{1}{338}$

시간 이력법의 경우, 단주기 지진파에서는 1/541, 중간 주기는 1/230, 장주기는 1/169, 고베지진(EW)는 1/246, 고베지진(NS)은 1/164, 그리고 고베지진(Vertical)에서는 1/338의 최대 기울기가 구해졌다.

식 (1)과 Table 9를 이용하여 내진 해석법과 입력 지진파에 따른 기울기 기반 손상등급과 손상지수를 정량적으로 계산해 보면 Table 10 및 Fig. 7, 8과 같다.

응답 스펙트럼 법을 사용할 경우, 단주기 입력 지진파(최대, 입력지반 가속도 0.155g)에서는 내진 손상이 없는 A단계 레벨의 손상지수($D_{\theta,I}$) 0.107값이 계산되었다. 중간 주기파(최대 지반 가속도 0.160g) 및 장주기파(최대 지반 가속도 0.154g) 그리고 고베 지진 수직(Vertical) 방향과 (최대지반 가속도 0.343)에서는 주탑 콘크리트 표면에 부분적인 파손이나 산발적인 균열이 발생될 수 있는 경미한 손상단계인 B등급의 손상지수($D_{\theta,I}$) 0.261, 0.532, 0.265 값이 각각 구해졌다. 고베 지진 수평 동서(EW) 방향 지진파(최대 입력 지반 가속도 0.599g)와 남북(NS)지진파(최대 입력 지반 가속도 0.579g)에서는 큰 소성 변형과 광범위한 다수의 철근 콘크리트의 큰 파손이 생길 수 있는 심한 내진손상 단계인 C등급의 손상지수($D_{\theta,I}$) 0.980 및 0.987의 값이 각각 산출되었다. 시간 이력법의 경우에도 기울기 기반내진 손상지수($D_{\theta,I}$)가 0.277~0.915까지 산출되었다.

Table 10. Slope damage level in consequences of analysis method and seismic wave

analysis method \ seismic wave	seismic wave					
	short period	middle period	long period	KOBE (EW)	KOBE (NS)	KOBE (Z_Vertical)
Response spectrum analysis	A	B	B	C	C	B
Time history analysis	B	C	C	B	C	B

이 크기는 응답 스펙트럼 내진 해석법에 의한 손상지수 값과 비교해 볼 때, 지진해석법에 따라 내진 손상지수가 항상 크거나 또는 작게 나온다고 단순하게 표현할 수는 없었다. 본 연구에 사용한 고베 지진의 수평방향 성분파는 입력 지반 최대 가속도가 약 0.6g에 이르는 매우 강한 지진으로, 이러한 크기의 지진이 발생하였을 경우 본 연구 대상 사장교 구조물에서 상부 거더나 케이블보다는 콘크리트 주탑 부분의 내진성이 가장 취약하여 많은 손상을 받음을 알 수 있었다.

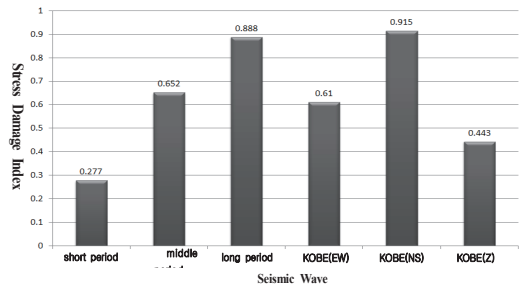


Fig. 7. Stress damage index according to incident seismic wave(Time history analysis)

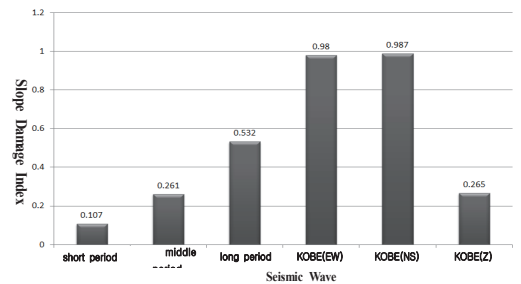


Fig. 8. Slope damage index according to incident seismic wave(response spectrum analysis)

따라서 본 연구 대상인 사장교의 경우 강한 지진 발생 시 주탑, 상부거더, 그리고 케이블에서 지진력의 재분배가 효율적으로 이루어지는 구조를 채택하여 손상지수가 주탑 구조물에만 집중적으로 크게 나타나지 않도록 하는 것이 필요하다고 판단된다.

즉, 중요 토목 구조물 내진설계 시 입력 강한 지진 등에 대한 목표 내진 손상지수를 정하고 본 연구와 같은 방법의 내진 손상도 평가를 수행하여 구조물의 모든 요소에서 적절하게 손상지수의 분배여부를 검토하고, 분배가 효율적으로 되지 않았을 경우 각 부재의 구조 시스템을 바꾸어 골고루 지진력을 받아 편차가 작은 내진 손상지수 값으로 되도록 해야 할 것이다.

4. 결론

- (1) 케이블지지 교량인 사장교의 주탑에 대해 실제의 지진하중으로 지진해석을 수행하고 여러 가지 형태의 지진파에 대한 분석 결과를 토대로 손상도

평가 모델식 $D_{\theta,I} = \frac{\theta_{max}}{\theta_{limit}}$ 을 제안하였다.

- (2) 손상지수는 주탑의 최상단에서의 수평 변위량, 즉 기울기를 바탕으로 산정하였으며 각 손상지수에 대한 레벨은 4단계로써 A등급은 Damage가 0~0.2미만으로 손상이 없는 경우, B등급은 Damage가 0.2~0.6미만으로 경미한 손상인 경우, C등급은 Damage가 0.6~1.0미만으로 심한 손상인 경우, D등급은 Damage가 1.0이상으로 붕괴근접한 손상인 경우로 제시하였다.
- (3) 본 연구에서 제안한 손상등급을 활용하여 각 내진 해석법의 손상등급을 평가한 결과 응답스펙트럼 해석법에서는 총 2개 지진파에서 C등급이 산정되었다. 응답 스펙트럼 해석에서 단주기 입력지진파 가력 시는 주탑의 기울기가 가장 안전한 1/1407값이 구해졌으며, 중간 주기 지진파는 1/574, 장주기는 1/282의 값이 산출되었다. 고베 지진의 수평동서(EW) 및 남북(NS) 방향과 가력 시 붕괴근접한계 기울기 $\theta_{limit}(1/150)$ 에 매우 근접한 1/153 및 1/152의 값이 각각 계산되었고 고베지진의 수직방향(Vertical)에서는 그보다 작은 1/565의 값이 산출되었다. 응답스펙트럼해석법은 변위가 가장 큰 폭이었던 KOBE(EW, NS)의 지진파에서 비교적 손상등급이 컸다.
- (4) 시간 이력해석법의 경우에도 기울기 기반 내진 손상지수($D_{\theta,i}$)가 0.277~0.915까지 산출되었다. 이 크기를 응답 스펙트럼 내진 해석법에 의한 손상지수 값과 비교해 볼 때, 지진해석법에 따라 내진 손상지수가 항상 크거나 또는 작게 나온다고 단순히 표현 할 수는 없었다. 본 연구는 사장교를 대상으로 하여 내진 손상지수의 제안 및 손상도 평가를 수행한 것이나 지진하중 하에서 본 연구와 비슷한 최대 변위응답 특성을 보이는 구조물에도 확장하여 적용할 수 있으리라 생각된다.

CONVENTION, pp. 670-675, 2004.

- [3] IL-Ro Youn and Yong-Gil Kwon, "Damage Assessment and Establishment of Damage Index for Reinforced Concrete Column", KSIA, Vol. 10, No. 3, p. 237, 2006.
- [4] Lee Do Hyung and Jeon Jeong-Moon, "Seismic Performance Evaluation of RC Bridge Piers Using Time-dependent Element", KSCE CONVENTION, Vol 26, No1-A, p. 237, 2006.
- [5] Billington, S.L. and Kwan, W-P, "Seismic response of unbonded post-tensioned concrete columns", Proc. 7th U.S. National conference on Earthquake Engineering, EERI, Boston MA, Paper No 00369, P10, on CD-ROM, 2002.
- [6] Park, S. J., Ang, A.H-S., and Wen, Y.K., "Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C. buildings", Structural Research Series No. 516, Department of Civil Engineering, Urbana-Champaign, 1984.
- [7] Nishigaki, T. and Mizuhata, K., "Experimental study on low-cycle-fatigue of reinforced concrete columns", AIJ, No. 328, pp. 60-70, 1983.
DOI: https://doi.org/10.3130/aijsaxx.328.0_60

김 응 록(Eung-Rok Kim)

[정회원]



- 1996년 8월 : 서울시립대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2003년 8월 : 전남대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 1990년 2월 ~ 1992년 8월 : 철도기술연구소 제도연구과 연구원
- 1997년 3월 ~ 현재 : 송원대학교 방재안전토목학과 교수

<관심분야>
토목구조, 철도

References

- [1] Chung Young-Soo, Park Jong Heob, Park Hee Sang, "Seismic Performance Evaluation and Enhancement of Circular Reinforced Concrete Bridge Piers by Pseudo Dynamic Test", KSCE CONVENTION, pp. 670-675, 2002.
- [2] Kim Doo Kie, Seo Hyeong-Yeol, Yi Jin-Hak, Jung Gil-Young, Kim Sang-Hoon, "Fragility Analysis of Seismic Isolated Extradosed Bridges", KSCE