

비선형 내진 손상도 평가 및 보강상태함수를 이용한 기존교량의 내진 보강 전략

Seismic Nonlinear Damage Assessment and Retrofit Strategies for Existing Bridges with Isolation System using Retrofit State Function

조 호 남*
Cho, Hyo-Nam

최 현 호**
Choi, Hyun-Ho

엄 원 석***
Eom, Won-Seok

신 만 규****
Shin, Man-Kyu

Abstract

This paper presents a systematic approach to the seismic nonlinear analysis and retrofit strategies for existing bridges with isolation system using a retrofit state function newly proposed in this study. A seismic retrofit scheme using sliding base isolation systems was presented to reduce the seismic hazard for bridge structures. In this study, two types of isolation systems such as lead rubber bearings and sliding isolators were used. The behavior of sliding isolators was modeled by a triaxial interaction model. And three types of earthquakes such as El Centro, San Fernando, and the artificial were used as earthquake ground excitations. Seismic response analyses of the bridge before and after retrofit were effectively carried out by using a three-dimensional nonlinear seismic analysis program, IDARC-Bridge. Also, this paper proposes a retrofit state function for easily representing the efficiency of a retrofit scheme.

keywords : Seismic Nonlinear Analysis, Retrofit Strategies, Isolation System, Retrofit State Function, Lead Rubber Bearings, Sliding Isolator, IDARC-Bridge

1. 서 론

최근 10여년 동안 Mexico 지진(1985), Loma

Prieta 지진(1989), Northridge 지진(1994), 그리고 최근 들어 일본의 효고현 남부 지진(1995), 터키의 이즈미트 지진(1999)등 강진의 발생으로 인하여

* 한양대학교 토목·환경공학과 교수

** 한양대학교 토목·환경공학과 박사과정

*** 신성엔지니어링 사원

**** 한양대학교 토목·환경공학과 석사과정

E-mail : inetshin@ihanyang.ac.kr 031-400-4027

•본 논문에 대한 토의를 2002년 3월 31일까지 학회로 보내 주시면 2002년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

각종 시설물의 피해와 더불어 인명 피해 또한 큰 손실을 발생 시켰다. 또한 국내에서도 강원도 영월에서 규모 4.5의 지진(1996)과 경주 지방에서 발생한 규모 4.3의 지진(1997)등의 발생으로 인해 내진 설계와 더불어 기존 교량의 내진 보강에 대한 연구가 활발하게 이루어지고 있다. Shigeki(2000)는 일본 내 현존하는 교량에 대한 내진 보강 방안에 대한 연구를 수행하였고, Ghobarah(2000)는 콘크리트 기둥에 대한 보강 대책에 대한 평가를 수행하였다. 그리고 가장 잘 알려져 있는 성능 개선 우선 순위 결정 방법으로는 ATC-6-2와 California Department of Transportation에서 제시한 방법 등이 있다. 그러나 이러한 방법들은 우선순위 결정에 있어 수치적인 정량화 없이 전문가의 판단이나 경험에 의존하는 경향이 있다 (Priestley et al., 1996).

지진 발생 시 구조물의 내진 성능 개선을 위한 방안의 하나로 납면진장치(Lead Rubber Bearing, LRB)와 마찰 베어링과 같은 지진 격리장치를 사용하여 교량의 내진 보강을 수행하고 있다.

지진 격리장치는 지진 발생 시 교량의 손상을 줄이기 위하여 사용되는 장치로 다음의 두 가지 역할을 가지고 있다. 첫 번째는 지반과 교량사이를 연화 시켜 교량과 지반을 격리시키는 역할을 하며, 다른 하나는 교량과 지반 사이에 에너지 감소 능력을 제공하는 역할을 한다. 이 두 가지 역할은 동시에 작용할 수 있으며, 일반적으로 에너지 감소 능력의 경우는 변위를 감소시키기 위해 사용된다. 본 연구에서 사용한 지진격리 장치의 모델은 Bouc(1971)와 Wen(1976)에 의해 제안된 LRB와 연직방향 하중에 대한 고려를 할 수 있는 삼방향 지진격리장치(Triaxial Isolator)를 사용하여 기존 교량의 내진 성능을 개선 시켰다. 또한, 본 논문에서는 기존 교량의 내진 성능 판단을 위한 지진 손상도 평가와 지진격리장치를 사용한 내진 보강된 교량에 대한 내진 손상도 평가를 실시하였다. 콘크리트 교각의 손상도 평가를 위하여 손상도 평가의 척도로 잘 알려진 Park & Ang 손상 지수(Park & Ang Damage Index, DI)를 개선하여 Reinhorn과 Valles(1995)가 제안한 피로 손상지수(Fatigue Damage Index)를 이용하여 각 교각에 대한 손상도

를 평가하였다.

한편 지진격리장치를 사용한 내진 보강 후에 교량의 보강상태 판단을 위하여 보강상태함수(Retrofit State Function, RSF)를 제안하였다. 본 논문에서 제안한 보강상태함수는 교량의 보강 전·후의 손상도 평가를 기반으로 하고 있으며, 지진 발생에 대한 피해를 감소시키기 위하여 보강된 교량의 보강 정도를 판단하는 함수이다. 이러한 보강 상태함수를 제안함으로써 기존 교량에 대하여 내진 보강을 한 후 그 보강 정도가 어느 정도 이루어졌는지의 상태 판단을 쉽게 할 수 있으며, 향후 보강 방안에 대한 판단과 설계 시 목적보강상태(Target Retrofit State)를 결정하여 보강 시의 의사결정에 반영 할 수 있을 것으로 사료된다.

본 연구에서 제안한 보강상태함수의 구성을 위하여 교량의 교각에 대한 손상도 평가와 지진 격리 장치에 대한 해석을 수행하여야 하며, 이를 위해 범용 3차원 비선형 내진 해석 프로그램인 IDARC (Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete)-Bridge (Reinhorn et al., 1998)를 사용하였다.

2. 손상도 평가 모델

일반적으로 지진 발생 시 콘크리트 구조물의 손상은 지진에 의한 구조물의 과도한 변형이나 반복하중으로 인한 손상의 누적으로 인하여 발생된다.

이와 같은 구조물의 손상을 평가하기 위하여 연성비에 근거한 방법이 주로 초기의 손상도 평가 방법으로 사용되었다(Banon et al., 1981, Sordo et al., 1989)(식 (1)).

$$\mu_D = \frac{D_m}{D_y} = 1 + \frac{D_m - D_y}{D_y} \quad (1)$$

여기서, μ_D = 연성비

D_m = 구조물의 최대 발생변형

D_y = 구조물의 항복 변형

그러나 연성비에만 근거한 손상도 평가방법은 반복 하중에 의한 누적 손상을 고려하지 못한다는 단점을 가지고 있었다. 따라서 이러한 단점을 보완하기 위하여 반복하중에 대한 효과를 고려할 수 있는 이력 에너지(Hysteretic Energy) 모델이 제안되어 손상도 평가에 이용되었다(Park et al, 1985). 그리고 보다 정확한 손상도 평가를 위해서는 이러한 모델들을 단독으로 사용하는 것보다는 이들의 조합에 의해서 손상도 평가가 이루어지는 것이 보다 합리적이라 할 수 있다(Willams & Sexsmith, 1995).

조합 모델로써 현재 가장 많이 사용되고 있는 손상도 평가 모델은 Park & Ang(1985) 손상지수이다. 이 모델에서는 손상지수를 일반화된 변형과 에너지 흡수에 관한 항을 선형으로 조합하였다. Park & Ang 손상지수는 다음 식(2)와 같다.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (2)$$

- 여기서, δ_m = 최대 발생 변위
 δ_u = 극한 변위
 F_y = 항복 강도
 $\int dE$ = 에너지 흡수
 β = 모델에 따른 매개변수

식(2)에서 첫 번째 항은 변위에 대한 항으로써 앞서 설명한 연성비를 고려한 항이고, 두 번째 항은 에

너지에 관한 항으로 지진 하중과 같은 반복하중을 받는 경우에 구조물에 축적되는 손상을 표현 할 수 있는 항이다. 이와 같이 연성에 대한 고려와 축적되는 에너지를 함께 고려함으로써 보다 합리적으로 손상도를 평가 할 수 있는 모델이라 할 수 있다.

최근에는 앞서 언급한 Park & Ang 손상지수를 수정한 손상지수가 Kunnath(1992)에 의해서 제안되었다. 이 손상지수는 Park & Ang 손상 지수와 유사하게 연성에 대한 항과 반복하중에 대한 축적 에너지의 항으로 구성되어있다. 그러나 Park & Ang 손상 지수에서 사용한 변위 및 강도의 항을 곡률과 강도로 표현하여 식(3)과 같이 제안하였다

$$DI = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \frac{\beta}{M_y \phi_u} \int dE \quad (3)$$

- 여기서, ϕ_m = 최대 발생 곡률
 ϕ_y = 항복 곡률
 ϕ_u = 극한 곡률
 M_y = 항복 모멘트

Park & Ang과 Kunnath 등이 제안한 손상 지수에 따른 구조물의 손상 정도는 Table 1에 나타내었다.

가장 최근에는 Reinhorn과 Valles(1995)에 의해서 피로 손상지수가 제안되었다. 이는 구조물의 구조 응답과 low-cycle 피로에 근거를 두고 제안된 것으로 아래 식(4)로 표현 할 수 있다.

Table 1 손상지수에 따른 구조물의 손상 정도

외관상 척도	Park, Ang and Wen(1984)		Kunnath et al.(1992)	
	손상정도	손상지수	손상정도	손상지수
구조물의 전체 또는 부분적 붕괴	붕괴	> 1.0	붕괴	≥0.77
콘크리트의 극심한 파괴, 철근 노출	심한 손상	0.4-1.0	보수불가	0.4-0.77
심한 균열, 국부적인 spalling	보통 손상	< 0.4	보수가능	0.11-0.4
경미한 균열, 기둥에서 콘크리트의 부분적 파손	경미한 손상	-	무손상	≤0.11
산발적 균열 발생	무손상 또는 미세 미세균열	-	-	-

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y}} \quad (4)$$

여기서, δ_a = 최대 발생 변위
 δ_y = 항복 변위
 δ_u = 극한 변위
 F_y = 항복강도
 E_h = 누적 감소 이력 에너지

위 식을 정리하면

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y} \quad (5)$$

으로 나타낼 수 있는데 이는 기존의 Park & Ang 손상 지수에서 β 가 0.25인 경우와 같은 식이 됨을 알 수 있다.

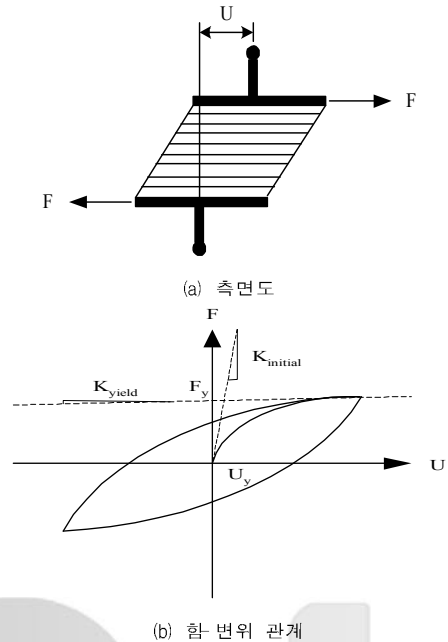
Reinhorn과 Valles가 제시한 피로손상지수는 앞서 언급한 범용 3차원 비선형 내진 해석 프로그램인 IDARC-Bridge의 손상도 평가 방법으로 쓰인다. 따라서 본 논문에서는 피로 손상지수를 사용하여 교각의 교각부에 대한 손상도를 평가하였다.

3. 지진 격리 장치

3.1 납면진장치

내진 보강을 위한 지진격리장치로 앞서 언급한 Bouc(1971)와 Wen(1976)이 제안한 LRB 모델을 이용하여 내진 성능 보강을 하였다. 이 모델은 Bouc에 의해 개발되었고 Wen에 의해서 개선된 모델로써, 일반적인 거동형상은 Fig. 1(a)와 같으며, Fig. 1(b)는 LRB의 힘-변위 관계를 나타내기 위한 smooth bilinear 모델이다.

Bouc-Wen의 방정식은 Runge-Kuta 방법에 의해 1차 미분방정식의 해로 나타낼 수 있다(Nadarajaiah



(b) 힘-변위 관계

Fig. 1 LRB

et al., 1989). 탄소성 거동을 하는 지진 격리장치의 기본식은 다음 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$F = ZF_y \quad (6)$$

여기서, Z 는 아래 식 (7)과 같은 미분방정식에 의해 정의 될 수 있다.

$$Z = A \frac{U}{U_y} - |Z|^n (\gamma \operatorname{sgn}(UZ) + \beta) \frac{U}{U_y} \quad (7)$$

여기서, Z 의 범위는 $-1 \leq Z \leq 1$ 로 제한되고, $\operatorname{sgn}()$ 은 신호함수이고 A 와 β , γ 는 이력곡선의 형상을 제어하는 무차원 매개변수이다. 그리고 U 는 총 변위, U_y 는 항복 변위를 나타낸다.

이로부터 식 (6)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F = \alpha \frac{F_y}{U_y} U + (1 - \alpha) F_y Z$$

또는 $F = \alpha K_0 U + (1 - \alpha) F_y Z$ (8)

여기서, F : restoring force
 α : 항복 강성과 초기 탄성 강성의 비
 F_y : 항복강도

앞서 언급한 Bouc-Wen의 LRB 모델은 항복강도 F_y , 항복변위 U_y , 초기강성 $K_{initial}$, 항복강성 K_{yield} 그리고 초기강성과 항복강성의 비로 표현되는 α 와 이력곡선의 형상을 표현하는 β , γ 등의 변수로써 정의 할 수 있다.

여기서 β 와 γ 가 같을 경우 이력곡선의 하중재하시 경사(강성)는 하중재하시와 같으며 $K_{initial} = F_y / U_y$ 가 되고, β 가 γ 보다 큰 경우에는 하중비재하시 강성이 초기강성 $K_{initial}$ 보다 크며 볼록한 형태의 하중비재하 곡선을 이루게 된다. 이와 반대로 β 가 γ 보다 작은 경우에는 반대의 곡선 형상이 이루어진다(Fig. 1 (b)).

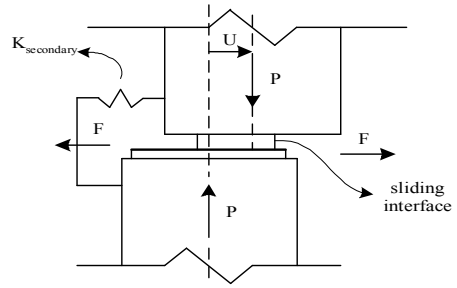
3.2 삼방향 지진 격리장치

삼방향 지진 격리장치는 세 방향 모두에서 하중이 가해지는 경우 sliding 격리 장치를 이용한 모델이다. Fig. 2는 삼방향 지진 격리장치와 이에 대한 수학적 모델을 나타낸다.

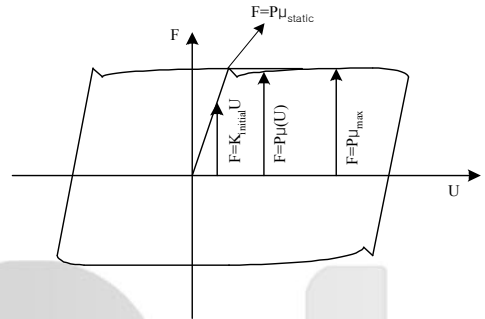
본 모델은 교축방향과 교축직각방향에 대한 변위와 함께 연직방향의 하중에 대한 영향을 고려할 수 있다.

Sliding 격리 장치는 STICK 단계와 SLIP 단계, 두 가지로 구분 할 수 있다.

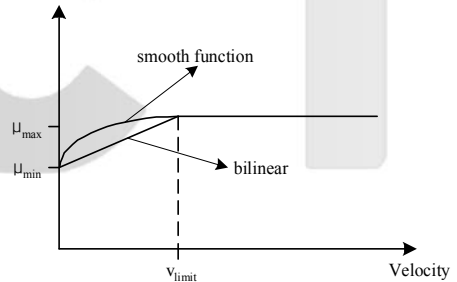
우선 STICK 단계에서 격리장치의 강성은 탄성 강성인 $K_{initial}$ 를 가지게 된다. 다음으로 SLIP 단계에서는 격리장치의 마찰계수 값은 속도의 함수가 된다(Fig. 2 (c)). 격리장치의 속도가 한계 속도인 v_{limit} 를 초과하게 되는 경우에는 마찰계수는 μ_{max} 로 일정



(a) sliding



(b) sliding에 대한 힘-변위 관계



(c) 속도와 마찰계수 관계

Fig. 2 삼방향 지진격리장치

한 값을 가지게된다.

삼방향 지진 격리장치의 수학적 모델링을 위하여 다음과 같은 변량들에 대한 정의가 필요하다.

P = 동적 하중의 영향이 없는 미끄럼 표면상의 초기 공칭 정적 하중

$K_{initial}$ = sliding 없는 상태의 초기 상성

$K_{secondary}$ = SLIP 단계 동안의 강성

v_{limit} = 속도의 한계

μ_{min} , μ_{max} , μ_{static} = 최소, 최대 그리고 정적 마찰 계수

수평방향 하중인 $F(t)$ 은 증가 함수인 다음의 3가지 요소의 조합에 의해서 표현된다.

(i) 선형증가, (ii) 점성요소 그리고 (iii) 아래 식 (9)와 (10)으로 정의되는 "Coulomb" 마찰요소 (Reichman 1996; Mokha et al., 1993):

$$F(t) = F(t-\Delta t) + \Delta F(t) \quad (9)$$

$$\Delta F(t) = k_s \Delta U(t) + c_s \Delta U(t) + \mu_s \Delta N_i(t) + s_j |F(t-\Delta t)| \Delta i(t)$$

(10)

여기서, U , \dot{U} = 시간에 의존하는 변위 및 속도

k_s = 초기 탄성 강성

c_s = damping 계수

Δ 는 시간 $t-\Delta t$ 에서 t 로 시간 증분을 나타내며 N 은 sliding 면에 작용하는 공칭 하중의 변수, s_j 는 SLIP 단계에서 양방향 영향을 나타내주는 인자이다. 그리고 i 는 아래 식으로 정의 할 수 있는 sliding의 방향 벡터이다.

$$i(t) = U(t) / |U(t)| \quad (11)$$

4. 보강상태 함수

현재 국내에서 신설되는 모든 도로상의 교량은 도로 교설계기준의 내진 설계에 준하도록 내진 설계를 실시하고 있다. 그렇다면 기존의 모든 교량에 대해서도 내진 설계 기준에 준하는 내진 성능 개선의 필요성이 있는가에 대한 의문이 생기게 된다. 그러나 기존의 모든 교량을 내진 설계 기준에 의해 설계된 교량과 같은 정도의 내진 성능을 지니도록 성능 개선을 실시한다면 막대한 예산이 소요된다.

따라서 본 논문에서는 내진 보강된 교량의 보강 정

도를 판단하고 또한 향후 수행되어질 보강에 대해서 어느 정도의 보강이 필요한지의 여부를 판단하기 위하여 교량의 내진 손상도 평가에 근거하여 아래 식 (12)와 같이 보강상태함수를 제안하였다.

$$RSF(\%) = \left(1 - \frac{DI_{retrofit}}{DI_{original}}\right) \times 100(\%) \quad (12)$$

여기서, RSF = 보강상태함수

$DI_{retrofit}$ = 보강후 구조물의 손상 지수

$DI_{original}$ = 보강전 구조물의 손상 지수

위의 식에서 $RSF=0$ 인 경우 이를 한계보강상태라 하며 이는 보강전의 상태와 보강후의 상태가 동일하다는 의미이며, $RSF>0$ 이면 보강이 이루어져 보강 전보다 지진에 대한 손상이 작아졌다고 볼 수 있으며, $RSF<0$ 인 경우에는 보강 후가 오히려 보강전보다 더 피해가 크고 향후 보강이 더 이루어져야함을 의미한다. 즉, 이와 같은 보강상태 함수로써 내진 성능 보강상태의 정도를 쉽게 판정 할 수 있도록 퍼센트 개념을 도입함으로써 기존 교량에 대한 보강 수준의 정도를 판단할 수 있을 뿐만 아니라 향후 보강이 필요한 교량에 대해서도 보강의 유무, 보강정도를 판단하는 기준으로 사용할 수 있을 것이다. 또한 보강 전에 미리 목적 보강상태를 정하여 보강의 규모, 방법 등의 결정과 다양한 보강 방안 중에서 최적 보강 방안을 선택하는데 도움을 줄 것으로 판단된다.

그리고 지진 발생 시 Network level에서의 여러 교량에 대한 보강수준 결정 시 각 교량에 대한 중요도 계수 등이 본 논문에서 제안한 보강상태함수와 조합을 통하여 보다 합리적인 보강수준을 결정 할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 적용 예

본 논문에서는 앞서 설명한 내진 보강 및 보강 상태를 판단하기 위하여 PSC 박스 거더교량을 대상 구조

물로 하여 3가지 입력 지진 하중과 지진하중 입력 방향 2가지, 지반 종류 2가지 등 모두 12가지 경우에 대하여 보강 전·후에 대한 손상도 평가와 보강상태 평가를 실시하였다.

K C I

본 논문에서는 비선형 내진 해석과 지진 격리장치의 모델링이 용이한 범용 3차원 비선형 내진 해석 프로그램인 IDARC-Bridge를 사용하여 수치해석을 실시하였다.

5.1 대상 구조물의 일반 사항

대상 구조물은 Fig. 2와 같이 6경간 연속 교로써 상부구조는 PSC 박스 거더교이고, 하부구조는 원형 단면을 가지는 교각으로 구성되었다. 대상 교량의 일반적인 제원은 Table 3과 같다.

보강된 구조물에 대한 해석은 일반 탄성 받침을 Bouc-Wen 모델을 사용한 LRB와 연직방향에 대한 하중을 고려 할 수 있는 삼방향 격리장치를 이용하여 수행하였다.

그리고 본 대상 구조물에서 적용한 LRB에 대한 매개변수와 삼방향 격리장치의 데이터들은 Table 4와 같다.

Table 3 대상 구조물의 일반 제원

상부	교장(m)	3@40+2@46+2@40=292
	교폭(m)	12.15
박스 높이(m)	3.2	
하부	교각 높이(m)	13.4, 15.7, 19.5, 18, 22.6, 17.6
	교각 단면직경	3.5

5.2 대상 구조물의 모델링

대상 구조물은 크게 상부와 교각, 그리고 기초부분으로 나누어 모델링을 실시하였다.

상부는 탄성 보 요소로, 교각 부는 3차원 이력 요소로 그리고 기초는 탄성 기초로 모델링을 하였다 (Fig. 3).

지진 발생시 교량의 손상 및 파괴는 대부분 교각부의 파손에 의해서 이루어지는 것으로 알려져 있다. 따라서 본 논문에서는 교각부를 이력 요소로 모델링 하여 앞서 언급한 피로손상 지수를 산정하여 교량의 손상 정도를 추정하였다.

Table 4 지진격리장치의 물성치

LRB		삼방향 지진격리장치	
α	1.0E-2	μ_{max}	0.13
β	0.1	μ_{static}	0.09
γ	0.9	μ_{minc}	0.04
F_y (KN)	782	v_{limit}	0.1
U_y (mm)	0.0015		

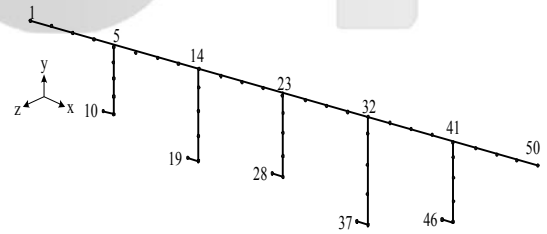


Fig. 3 구조물 모델링

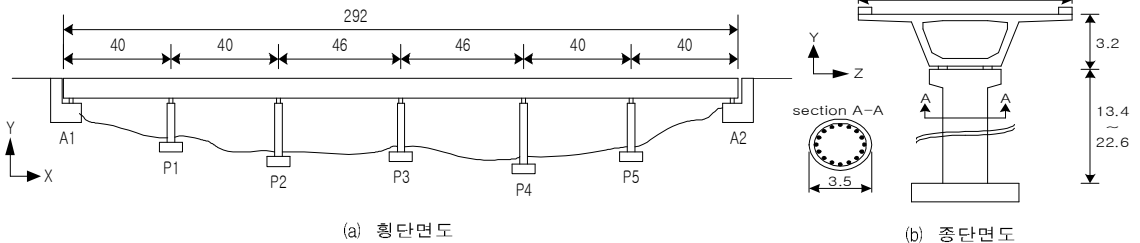


Fig. 2 대상 구조물

5.3 입력 지진 하중

대상 구조물에 가진 시킬 입력 지진 하중은 1940년에 발생한 El Centro 지진과 1971년에 발생한 San Fernando 지진, 그리고 국내 지형에 알맞은 인공 지진파를 발생 시켜 사용하였다.

El Centro 지진은 표준적인 강진으로써 국내의 지반에 적용하기에 알맞은 지진이다. San Fernando 지진의 경우 지반의 성질에 대해 고유주기를 가지고 있다는 사실을 보여준 지진으로 중요도 계수와 지반계수에 대한 영향을 고려 할 수 있게 한 지진이다. 그리고 인공 지진파는 도로교설계기준에서 정한 내진 1등급 지역에 있어 지반최대가속도 0.14g로 하여 SIMQKE를 이용하여 인공지진파를 생성하여 가진 시켰다.

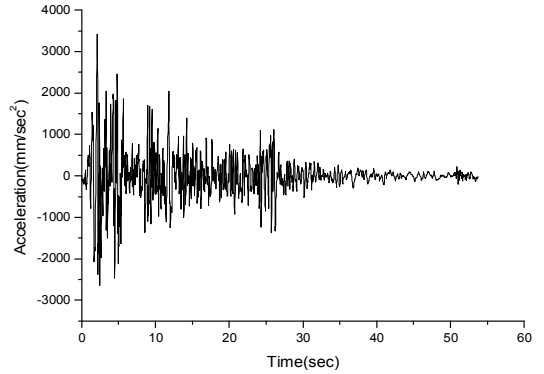
Fig. 4는 입력 지반 가속도로 사용된 지진파에 대한 그림을 보여주고 있다.

본 논문에서는 이러한 세 가지 파를 먼저 XZ방향 즉, 교축방향과 교축직각방향에 가진 시켰으며, XZY방향 즉, 교축방향과 교축직각방향, 연직방향에 동시에 가진을 하여 내진 해석을 수행하였다.

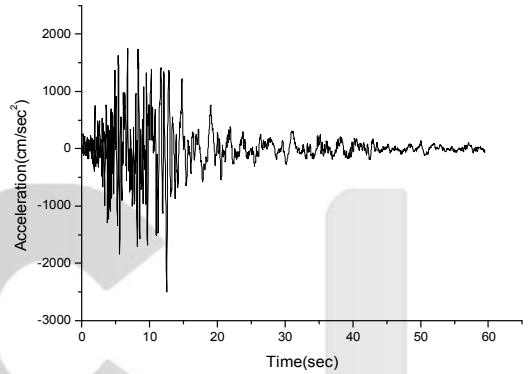
또한 지반을 연약 지반과 견고한 지반으로 나누어 보강 상태를 판단해보았다. 지반은 고정된 것이 아니라 스프링으로 치환하였으며 그에 대한 계수들은 아래 Table 5와 같다.

Table 5 지반에 대한 스프링계수

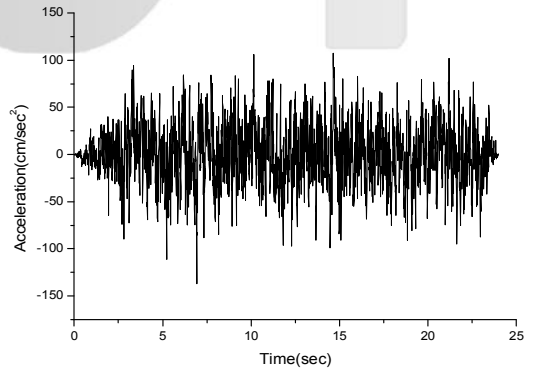
	스프링 계수(KN/m)	
	연약지반	견고한지반
K_x	2.7e5	3.1e5
K_y	12.0e5	15.0e5
K_z	5.1e5	6.2e5
K_{ry}	290.0e5	306.0e5
K_{rx}	1.0e9	1.0e9
K_{rz}	49.9e5	54.0e5



(a) El Centro earthquake



(b) San Fernando earthquake



(c) Artificial earthquake

Fig. 4 입력 지진 파

5.4 해석 결과

대상구조물에 대해서 앞서 언급한 비선형 내진 해석 프로그램인 IDARC-Bridge를 사용하여 비선형 내진

손상도 평가를 실시하고, 또한 내진 손상도 평가를 바탕으로 하여 본 논문에서 새로이 제안한 보강 상태합수를 산정하고 이에 대한 분석을 실시하였다.

5.4.1 비선형 내진 손상도 평가

대상 구조물에 대한 내진 손상도 평가는 크게 연약 지반과 견고한 지반으로 나누어 각 지진파를 가진하여 보강 전과 보강 후의 LRB, Triaxial Isolator에 대하여 실시하였다.

우선 연약지반에 대한 비선형 내진 해석의 결과는 아래 Table 6과 같다.

Table 6에 의하면 보강 후의 손상 지수가 보강 전보다 현저히 낮아졌음을 알 수 있다. 즉, 본 논문에서 사용한 지진격리장치는 내진에 대하여 보강의 효과가

Table 6 연약지반에 대한 내진 손상도 평가

El Centro							
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	Original	0.936	0.788	0.545	0.878	0.269	0.502
	LRB	0.396	0.338	0.256	0.344	0.139	0.194
	Triaxial	0.426	0.338	0.241	0.377	0.139	0.204
XYZ	Original	0.804	0.693	0.466	0.552	0.260	0.572
	LRB	0.395	0.301	0.179	0.320	0.130	0.192
	Triaxial	0.428	1.000	0.179	0.320	0.130	0.209

San Fernando							
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	Original	0.939	0.959	0.717	1.000	0.374	0.475
	LRB	0.305	0.407	0.418	0.548	0.192	0.166
	Triaxial	0.380	0.461	0.427	0.548	0.192	0.175
XYZ	Original	0.984	0.928	0.702	1.000	0.386	0.485
	LRB	0.305	0.407	0.418	0.548	0.192	0.166
	Triaxial	0.398	0.501	0.433	0.551	0.192	0.851

Artificial							
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	Original	0.581	0.301	0.184	0.275	0.155	0.192
	LRB	0.192	0.149	0.103	0.125	0.076	0.120
	Triaxial	0.212	0.149	0.103	0.125	0.076	0.122
XYZ	Original	0.581	0.301	0.193	0.275	0.165	0.202
	LRB	0.192	0.149	0.103	0.125	0.076	0.120
	Triaxial	0.218	0.149	0.103	0.121	0.076	0.120

있음을 알 수 있다. 그러나 Triaxial Isolator에 있어서 El Centro 지진의 XYZ방향 가진시 P2와 San Fernando 지진의 XYZ방향 가진시 P6에서의 손상 지수는 오히려 보강 전보다 더 커졌음을 알 수 있다. Triaxial Isolator는 마찰 효과에 의하여 구조물의 주기를 크게 하여 내진에 대한 손상을 줄이도록 하는 장치이다. 그러나 위에서 언급하였듯이 보강 후에 더 큰 손상을 입은 것은 입력 지진파의 주기가 Triaxial Isolator의 주기와 근접하였기 때문이라고 판단된다.

Fig. 5는 연약지반에 대한 손상 지수를 도식화하여 나타낸 것으로 보강 후의 손상지수가 보강 전보다 작음을 알 수 있다.

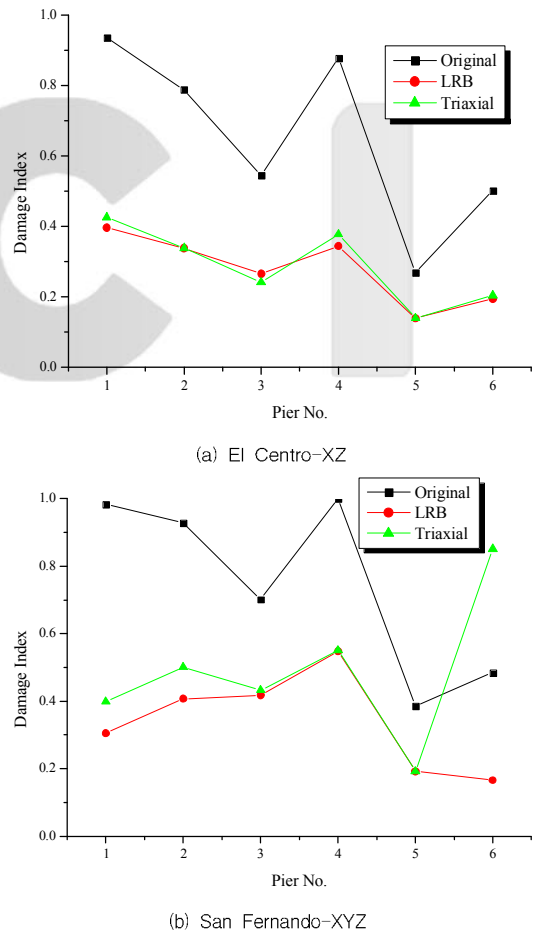


Fig. 5 연약지반에 대한 손상지수 비교

견고한 지반에 대한 비선형 내진 손상도 평가의 결과는 아래 Table 7과 같다. 견고한 지반에 있어서도 앞서 수행된 연약지반에 대한 결과와 유사함을 알 수 있다. 그리고 여기서도 연약지반에서와 같은 이유로 인해 El Centro 지진시 XYZ방향 가진에 대해서 P1과 P2 그리고 San Fernando 지진시 XYZ방향 가진에 대해서 P6에서 보강 전보다 큰 손상지수가 산정되었다. 여기서 비선형 내진 손상도 평가를 통하여 산정된 교량의 보강 전·후에 대한 손상 지수는 본 논문에서 새로이 제안한 보강 상태 함수의 산정에 사용될 것이다.

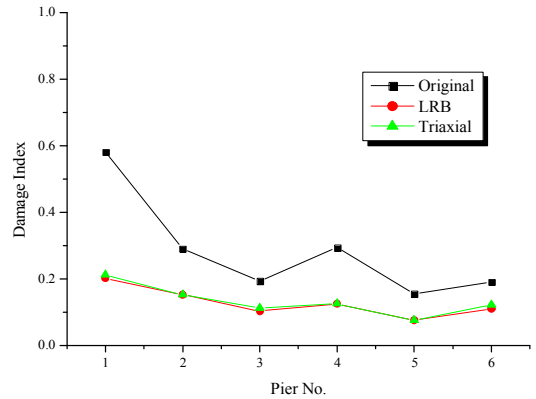
Fig. 6은 견고한 지반에 대해 인공지진과 가진시에 손상지수를 비교하여 도식화하여 나타낸 것이다.

Table 7 견고한지반에 대한 내진 손상도 평가

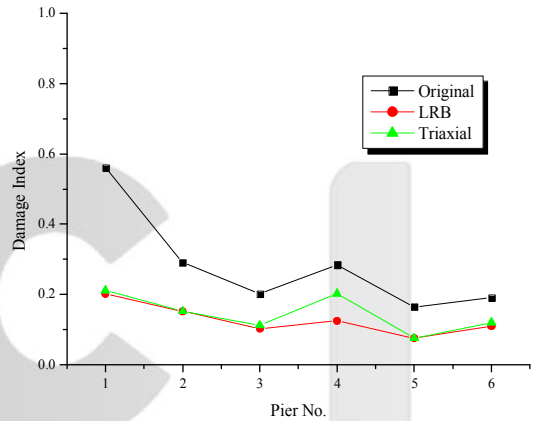
El Centro							
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	Original	0.934	0.725	0.523	0.771	0.269	0.502
	LRB	0.383	0.362	0.179	0.320	0.130	0.192
	Triaxial	0.418	0.338	0.241	0.367	0.139	0.204
XYZ	Original	0.814	0.731	0.491	0.544	0.269	0.582
	LRB	0.383	0.362	0.179	0.320	0.130	0.192
	Triaxial	1.000	0.951	0.179	0.316	0.130	0.202

San Fernando							
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	Original	0.895	0.940	0.689	1.000	0.561	0.478
	LRB	0.369	0.407	0.418	0.548	0.192	0.166
	Triaxial	0.372	0.461	0.427	0.548	0.192	0.166
XYZ	Original	0.914	0.920	0.678	1.000	0.565	0.515
	LRB	0.369	0.407	0.418	0.548	0.192	0.166
	Triaxial	0.383	0.465	0.421	0.551	0.192	0.762

Artificial							
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	Original	0.581	0.291	0.193	0.294	0.155	0.191
	LRB	0.202	0.152	0.103	0.125	0.076	0.110
	Triaxial	0.212	0.152	0.112	0.125	0.076	0.122
XYZ	Original	0.561	0.291	0.202	0.285	0.165	0.191
	LRB	0.202	0.152	0.103	0.125	0.076	0.110
	Triaxial	0.212	0.152	0.112	0.202	0.076	0.120



(a) Artificial-XZ



(b) Artificial-XYZ

Fig. 6 견고한 지반에 대한 손상지수 비교

5.4.2 내진 보강 상태 함수

앞서 수행된 비선형 내진 손상도 평가를 바탕으로 하여 본 논문에서 제안한 보강 상태 함수를 산정하였다. 우선 연약 지반에 대한 보강 상태함수는 아래 Table 9에 나타내었다. LRB로 내진 보강을 실시한 경우 El Centro, San Fernando 그리고 인공지진과 모두에서 *RSF*가 약 40%에서 70%를 나타내고 있다. 이는 보강 전의 교량에 비해 보강 후의 교량이 40%에서 70% 정도의 보강 효과가 있음을 나타내고 있다. 또한 삼방향 격리장치에 있어서도 약 38%에서 64%정도로 보강이 이루어졌음을 알 수 있다.

그리고 Fig. 7은 연약지반에 대해 El Centro 지진을 가진 하였을 경우에 대하여 LRB와 삼방향 지진격

리장치에 대한 RSF 값을 도식화 한 것으로써, 6개의 교각 중에서 XZ 방향 가진시 4개의 교각에서 LRB가 삼방향 지진격리장치보다 보강 효과가 있고, 나머지 두 개의 교각에 있어서도 두 격리장치의 RSF가 같음을 알 수 있다. 또한 XYZ 방향 가진시에도 LRB가 삼방향 지진격리장치보다 보강 효과가 큼을 알 수 있다.

즉 본 논문에서 El Centro 지진에 대한 내진 해석

Table 9 연약 지반에 대한 RSF 비교

		El Centro					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	LRB	57.69	57.04	52.96	60.81	48.40	61.36
	Triaxial	54.53	57.04	55.77	55.77	48.40	59.41
XYZ	LRB	50.92	56.58	61.63	42.02	49.93	66.38
	Triaxial	46.82	N/A	61.63	42.02	49.93	63.51

		San Fernando					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	LRB	67.49	57.37	41.75	46.14	48.63	65.18
	Triaxial	59.52	51.72	40.41	46.14	48.63	63.26
XYZ	LRB	68.98	56.12	40.53	46.14	50.17	65.88
	Triaxial	59.53	46.00	38.31	45.88	50.17	N/A

		Artificial					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	LRB	66.91	50.58	44.00	54.46	50.94	37.40
	Triaxial	63.51	50.58	44.00	54.46	50.94	36.75
XYZ	LRB	66.91	50.58	46.69	54.46	53.82	40.46
	Triaxial	62.43	50.58	46.69	56.08	53.82	40.46

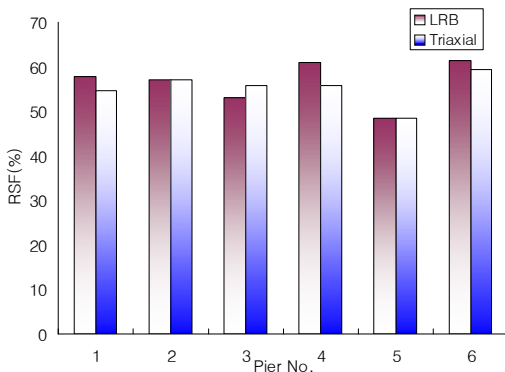


Fig. 7 RSF 비교 예(El Centro - XZ)

및 내진 손상도 분석을 수행한 대상 교량에 있어서는 LRB로 보강을 하는 방안을 선택 할 수 있다.

그리고 견고한 지반에 대한 해석 결과는 아래 Table 10에 나타내었다. 견고한 지반에서도 연약 지반과 거의 유사한 결과를 얻을 수 있었다.

즉, 교량 구조물에 대한 내진 보강 상태를 평가하여 퍼센트 수치로 나타냄으로써 내진 성능 개선된 교량의

Table 10 견고한 지반에 대한 RSF 비교

		El Centro					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	LRB	58.98	50.02	65.83	58.46	51.72	61.72
	Triaxial	55.29	53.33	53.99	52.37	48.40	59.41
XYZ	LRB	52.91	50.40	63.56	41.15	51.72	66.96
	Triaxial	N/A	N/A	63.56	41.88	51.72	65.26

		San Fernando					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	LRB	58.81	56.72	39.43	48.76	65.70	65.34
	Triaxial	58.45	50.98	38.03	48.76	65.70	65.34
XYZ	LRB	59.66	57.74	38.39	49.46	65.93	67.89
	Triaxial	58.12	50.98	37.95	49.22	65.93	N/A

		Artificial					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
XZ	LRB	65.21	47.69	46.69	57.40	50.94	42.19
	Triaxial	63.51	47.69	42.11	57.40	50.94	36.32
XYZ	LRB	63.98	47.69	49.15	55.97	53.82	42.19
	Triaxial	62.22	47.69	44.78	28.85	53.82	36.97

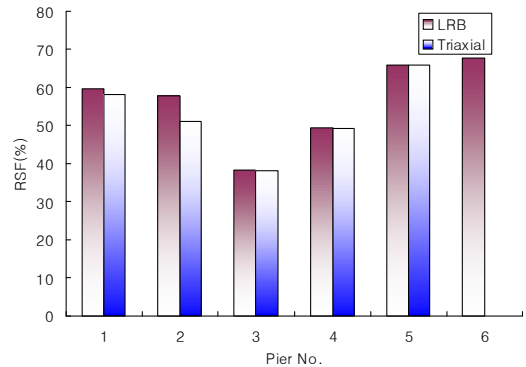


Fig. 8 RSF 비교 예(San Fernando - XYZ)

손상정도가 기존 교량의 손상 정도보다 어느 정도의 회복을 했는지를 쉽게 알 수 있고 향후 이루어져야 할 보강 정도도 판단 할 수 있었다.

또한 본 논문에서는 지진 격리장치로 LRB 와 삼방향 지진격리장치를 사용하여 지진에 대한 보강을 실시하여 두 가지 보강방안에 대한 *RSF*를 비교하였다. 이는 향후 LRB나 삼방향 지진격리장치 뿐만 아니라 다양한 보강 방안의 선택에 있어 *RSF* 비교를 통하여 최적의 보강 방안을 선택 할 수 있을 것으로 기대된다. 그리고 본 논문에서는 손상 지수만을 고려하여 보강상태 함수의 평가를 실시하였으나 향후 경제적인 측면까지 고려한다면 보다 실질적인 내진 보강 평가가 이루어지리라 판단된다.

6. 결 론

본 논문에서는 지진 발생 시 기존 교량에 대하여 Reinhorn과 Valles 등이 제안한 피로 손상지수를 사용하여 지진에 대한 손상도 평가를 실시하였고, 지진 격리장치를 사용하여 내진 보강 후에 대한 손상도 평가와 함께 내진 성능 보강상태를 정량화된 수치로써 평가하기 위하여 보강상태함수를 제안하였다.

이와 같은 보강상태 함수를 산정 함으로써 내진 성능 보강상태의 정도를 쉽게 판정 할 수 있고 향후 보강이 필요한 교량에 대해서도 보강의 유무, 보강정도를 판단하는 기준이 될 수 있을 것이다. 또한 앞서 본문에서 설명하였듯이 여러 보강 방안들에 대한 내진 해석을 통해 보강상태함수를 얻음으로써 각 방안에 대한 보강 정도를 인식하여 대상 구조물에 대한 최적의 보강 방안을 마련할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 BK21 사업 연구비 지원에 의하여 수행 되었으며, 이에 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Banon H., Biggs J.M., Irvin H.M. "Seismic

damage in reinforced concrete frames", Jr. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 107, No. 9, 1981, pp. 1713~1729.

2. Bouc, R., "Model Mathematique D'hysteresis", (in French), Acustica V.24, 1971, pp. 16~25.

3. Ghobarah A., El-Attar M., Aly N.M, "Evaluation of retrofit strategies for reinforce concrete columns: a case study", Engineering Structures, Vol. 22, 2000, pp.490~501.

4. Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., and Abel, J. F. "Computational Tool for Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings," Computers and Structures, Pergamon Press, Vol. 41, 1992a, No. 1, pp. 157~173.

5. Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., and Lobo, R. F. "IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures," Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. 1992b.

6. Nagarajaiah S., Reinhorn A.M. and Constantinou M.C., "Nonlinear dynamic analysis of three-dimensional isolated structures(3D-BASIS)", Report No. NCEER-89-0019, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY. 1989.

7. Mokha, A.S., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M., "Verification of Fraction Model of Teflon Bearing Under Triaxial Load", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 1, 1993. pp.240~260

8. Park, Y. J., and Ang, A. H-S., "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete," J. Struct. Eng., ASCE, 111(4), 1985, pp. 740~757.

9. Park, Y. J., Ang, A. H.-S., and Wen, Y. K., "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting design of R/C Buildings," Civil Engineering Studies, Technical Report No. SRS 516, University of Illinois, Urbana. 1984.

10. Park Y.J., Reinhorn A.M., Kunnath S.K., "IDARC: Inelastic damage analysis of RC frame-shear wall structures", Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY. 1987.

11. Priestley, M. J. N., Seible, F. & Calvi, G. M., "Seismic Design and retrofit of Bridge",

-
- John Wiley & Sons. IN. 1996.
12. Reinhorn, A.M. Simeonov, V. and Mylonakis, G. Reichman, Y., "IDARC Bridge: A Computational Platform for Seismic Damage Assessment of Bridge Structures" Report No. MCEER-98-0011, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY. 1998.
 13. Reinhorn, A. M., and Valles, R. E., "Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: A Deterministic Approach," Report No. NCEER-95-xxxx, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. 1995.
 14. Shigeki Unjoh, Toru Terayama, Yukio Adachi, Jun-ichi Hoshikuma, "Seismic retrofit of existing highway bridge in Japan", Cement & Concrete Composite, Vol. 22, 2000, pp.1~16.
 15. Sordo E., Teran A., Guerrero J.J., Juarez H., Iglesias J., "Ductility and resistance requirements imposed on a concrete building", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, 1989, pp. 41~50.
 16. Wen, Y. K., "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 102, No. EM2, 1976, pp. 249 ~263.
 17. Willams, M. S. and Sexsmith, R. G., "Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art Review", Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 2, May 1995, pp. 319~349
 18. Yossi Reichman, "Evaluation of Bridge Structures Subjected to Severe Earthquakes", Ph. D. thesis, Faculty of the Graduate School of the State University of New York, 1996.
 19. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.

(접수일자 : 2001년 8월 10일)

