산업기술연구(강원대학교 산업기술연구소 논문집), 제24권 A호, 2004.
Journal of Industrial Technology, Kangwon Natl. Univ., Korea, No 24 A, 2004

지진하중에 대한 다경간 교량의 비탄성 변위응답 평가

Evaluation of Inelastic Displacement Response for Multi-Span Bridge Structures Subjected to Earthquakes

송 종 걸* 남 왕 현** 정 영 화***
Song, Jong-Keol Nam, Wang-Hyun Chung, Yeong-Hwa

Abstract

To evaluate inelastic seismic responses of multi-span bridge structures, the capacity spectrum method(CSM) incorporating the equivalent single-degree-of-freedom(ESDOF) method is presented. Application of the CSM incorporating the ESDOF method is illustrated by example analysis for symmetric and asymmetric bridge structures. To investigate an accuracy of the CSM, the maximum displacements estimated by the CSM are compared to those by inelastic time history analysis for several artificial earthquakes. The results show that the CSM provided conservative estimates of the maximum displacements for the symmetric and asymmetric bridge structures, and the trend of conservative estimates of the asymmetric bridge structures was significantly larger than that of the symmetric bridge structure.

키워드 *역량스펙트럼 방법, 등가단자유도 방법, 다경간 교량구조물, 비탄성 변위 응답, 비탄성 응답스펙트럼, 비탄성 정적 해석, 요구도 곡선, 능력 곡선*

Keywords *capacity spectrum method, ESDOF method, multi-span bridge structures, inelastic displacement response, inelastic response spectrum, pushover analysis, demand curve, capacity curve*

1. 서론

근래에 성능-기반 설계개념이 기존의 하중-기반 설계개념을 대체할 새로운 방법으로 개발되어 연구되고 있다. 성능-기반방법을 위한 비탄성 해석방법은 ATC-40 보고서(ATC, 1996)에 설명된 역량스펙트럼 방법(capacity spectrum method)으로 알려진 비선형 정적해석 방법과 FEMA-273 보고서(ATC, 1997)에 설명된 변위계수방법(displacement coefficient method)으로 구분할 수 있다. 역량스펙트럼 방법은 비탄성 정적해석(pushove analysis)과 응답스펙트럼 방법의 조합에 의해 구조물의 비탄성 응답을 계산하는 방법이다. 역량스펙트럼 방법은 구조물의 비탄성 변형능력을 나타내는 역량곡선(capacity curve)과 설계지진의 요구도 곡선(demand curve)을 하나의 그래프에 나타내어 설계지진에 대한 구조물의 최대응답을 의미하는 성능점(performance point)을 구하는 방법이다. 그러므로 구조물의 변형능력에 대한 설계지진의 의해 발생하는 변위를 하나의 그래프에서 직접적으로 비

* 강원대학교 토목공학과 조교수, 공학박사
** 강원대학교 대학원 토목공학과 박사과정
*** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

교할 수 있게 함으로써, 설계지진 하중의 정도에 따른 구조물의 성능수준을 간편하게 예측 가능하게 하는 장점이 있다. 변위계수방법은 성능-기반설계에서 필요로 하는 목표변위를 탄성변위응답에 변위증폭계수들을 곱하여 산정한다. 즉, 구조물의 비탄성 변위를 탄성변위와 변위증폭계수의 곱으로부터 구하는 방법이라 할 수 있다. 역량스펙트럼 방법이 역량곡선과 응답스펙트럼을 하나의 그래프에 나타내어 설계자가 간편하게 구조물의 내진성능을 분석하기에 좋은 방법이고 현재 많은 연구자들이 관심을 가지고 연구하는 방법이기 때문에 본 연구에서는 이 방법에 대하여 연구를 수행하였다.

역량스펙트럼방법에서 비탄성 정적해석을 통하여 구조물의 힘-변위 관계인 역량곡선을 구조시스템을 대표하는 하나의 곡선으로 구하여야 하기 때문에 다자유도 구조계의 비탄성 지진응답들로부터 시스템을 대표하는 하나의 지진응답을 산정하는 방법이 필요하다. 빌딩구조물에 대하여 시스템 지진응답을 산정하여 역량스펙트럼 방법을 적용한 연구는 다수 있으나 교량의 경우에는 적용 예가 드문 실정이다.본 연구에서 다자유도 교량구조물에 대하여 하나의 역량곡선을 구하기 위하여 다자유도 구조물의 지진응답들로부터 구조시스템을 대표하는 하나의 지진응답을 산정하는 방법인 등가단자유도 방법을 제시하였다 이 방법은 빌딩구조물이나 교량구조물의 구분이 없이 모든 다자유도 구조계로부터 등가단자유도계의 응답을 평가 가능하게 하는 방법이다. 또한, 응답스펙트럼은 탄성응답스펙트럼으로부터 감소계수-연성도-주기(R_μ-μ-T) 관계를 이용하여 비탄성 응답스펙트럼을 작성하여 적용하였다. 탄성응답스펙트럼을 이용하는 방법에 비하여 비탄성 응답스펙트럼을 이용하면 구조물의 최대변위를 산정하는데 사용되는 성능점의 평가에 대한 정확성 및 수렴성을 향상시킬 수 있다 (Chopra and Goel, 1999).

본 연구에서는 3개의 다른 형식의 예제교량에 대하여 해석을 수행하였으며, 예제교량은 교축방향에 대하여 교각의 형상이 좌우 대칭인 교량과 비대칭 교량으로 구분하였다. 일반적으로 구조물의 형상이 대칭인 경우는 저차의 진동모드의 영향이 지배적이므로 고차진동모드의 영향은 작다고 할 수 있다. 그러나 비대칭 구조물의 경우에는 대칭 구조물에 비하여 상대적으로 고차의 진동모드의 영향이 커질 수 있다. 다자유도 교량구조물에 역량스펙트럼 방법을 적용하기 위하여 필수적인 과정인 다자유도 구조계의 응답으로부터 등가단자유도계의 응답을 산정하는 과정(다자유도 구조계를 대표하는 하나의 역량곡선을 구하는 과정)이 저차 진동모드 하나의 영향만을 고려하는 것과 개념적으로 유사하기 때문에 역량스펙트럼 방법의 적용에서도 구조물 형상의 대칭 여부에 따른 성능점의 평가에 대한 정확성이 달라질 수 있다. 따라서 대칭 교량과 비대칭 교량에 대한 역량스펙트럼 방법의 정확성을 비교하여 평가하였으며, 역량스펙트럼 방법의 정확성은 인공지진에 대한 비탄성 시간이력해석과의 비교를 통하여 분석하였다.

2. 다자유도 응답으로부터 시스템 지진응답 산정 방법 : 등가단자유도 방법

지진하중을 받는 다자유도 교량구조물의 운동방정식으로부터 등가 단자유도계의 운동방정식을 유도하면 다음과 같다(Lee, Song and Yun, 1997).

지진하중을 받는 다자유도 교량구조물의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + R(X) = -M1\ddot{x}_g \tag{1}$$

여기서 X는 지반에 대한 상대변위벡터, M은 질량행렬, C는 감쇠행렬, R(X)는 저항력 벡터, 그리고 1은 구조물의 자유도에 대하여 입력지반가속도에 연관된 단위벡터이다.

구조물의 거동을 다음과 같은 형태로 근사적으로 가정한다.

$$X = \psi u \tag{2}$$

여기서 ψ 는 교량구조물의 교축직각 방향의 횡방향 변형형상을 나타내는 형상벡터이고 이것은 상수벡터이다. 이 변형형상은 단조증가하중에 대한 비탄성 정적 해석을 수행하여 탄성거동시의 횡방향 변형형상으로부터 구한다. u 는 구조시스템을 대표하는 등가단자유도 변위이다. 위와 같이 교량구조물의 속도와 가속도를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\dot{X} = \psi \dot{u} \tag{3}$$

$$\ddot{X} = \psi \ddot{u} \tag{4}$$

식 (2), (3)와 식 (4)를 식 (1)에 대입하고 운동방정식의 양변에 ψ^T를 곱해주면, 등가단자유도 방정식이 다음과 같이 유도된다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + r(u) = -l\ddot{x}_g \tag{5}$$

여기서, $m = \psi^T M \psi \quad c = \psi^T C \psi \quad l = \psi^T M 1$ 이고, $r(u)$는 등가저항력으로써 다음과 같이 정의된다.

$$r(u) = \psi^T R(X) \tag{6}$$

아래와 같은 조건을 만족하도록 형상벡터 를 정규화 한다.

$$\psi^T M \psi = \psi^T M 1 \tag{7}$$

위의 정규화 과정에 의하여 식 (5)의 지진하중계수 l은 m과 같게 된다. 그러면 식 (5)는 다음과 같이 지진하중을 받는 단자유도계의 운동방정식의 형태와 같아진다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + r(u) = -m\ddot{x}_g \tag{8}$$

식 (7)을 이용하고 식 (2)에 $\psi^T M$ 를 곱하면, 식 (8)의 구조시스템을 대표하는 등가단자유도 변위 u 를 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$u(t) = \frac{\psi^T M X(t)}{\psi^T M 1} \tag{9}$$

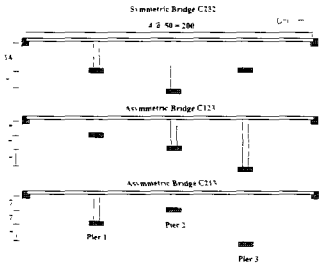
3. 예제교량 및 입력지진

본 연구에 사용된 3가지 종류의 교량인 C232, C123 및 C213의 형상 및 단면제원을 그림 1에 나타내었다. 교량 C232는 교량의 형상이 교축방향으로 좌우대칭인 교량이며, 교량 C123과 C213은 비대칭인 교량이다. 예제해석에서 상부거더는 탄성거동한다고 가정하였으며 비탄성 거동은 교각에만 발생하는 것으로 모델링하였다 교대 및 교각과 상부거더와의 연결은 핀으로 가정하였으며, 상부거더의 자중은 1600 kN/m로 가정하였다

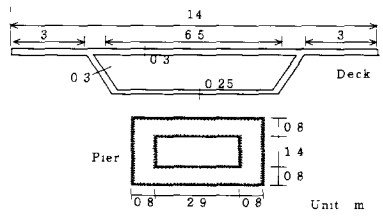
이러한 자중의 가정은 일반적인 경우보다는 과중한 것이지만 도로교 설계기준(건설교통부, 2000)에 규정된 설계지진에 대하여 비탄성 거동을 유도하기 위하여 이와 같이 가정하였다 상부거더의 자중을 집중질량으로 고려하여 교각의 상부에 작용하는 것으로 모델링하였다 다자유도 교량의 지진에 의한 교축방향의 거동을 시스템을 대표하는 지진응답인 즉 등가 단자유도응답으로 전환하는 것으로 개념적으로 간단하고 일반적인 파괴모드가 교축직각방향으로의 비탄성 거동에 의해 발생하므로, 교축 직각방향의 횡방향 거동에 대해서만 고려하였다 예제교량의 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력해석은 IDARC-BRIDGE 프로그램(Reinhorn, Simeonov, Mylonakis and Reichman, 1998)을 사용하여 수행하였다.

교각의 비탄성 거동특성을 규정하는 모멘트-곡률 관계를 구하는데 중요한 물성치인 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계는 그림 2에 나타내었다 교각단면에서 주철근의 배치는 SD40인 D29의 상용철근 198개를 그림 1(b)에 나타낸 것처럼 2단으로 배근하였다 교각단면의 모멘트-곡률 관계는 그림 2(c)에 나타낸 바와 같이 구하였으며 이를 IDARC-BRIDGE 프로그램에서 사용되는 tri-linear 모멘트-곡률 관계로 입력하기 위하여 근사화를 하였다.

예제해석에 사용된 지진하중에 관한 설계스펙트럼은 도로교 설계기준에 의하여 내진등급은 1등급, 지반계수는 II등급을 적용하여 작성하였으며 이를 가속도 응답스펙트럼을 그림 3에 나타내었다. 역량스펙트럼 방법에 의한 비탄성 응답의 산정결과를 비탄성 시간이력 해석결과와 비교하기 위하여 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진을 작성하였다 인

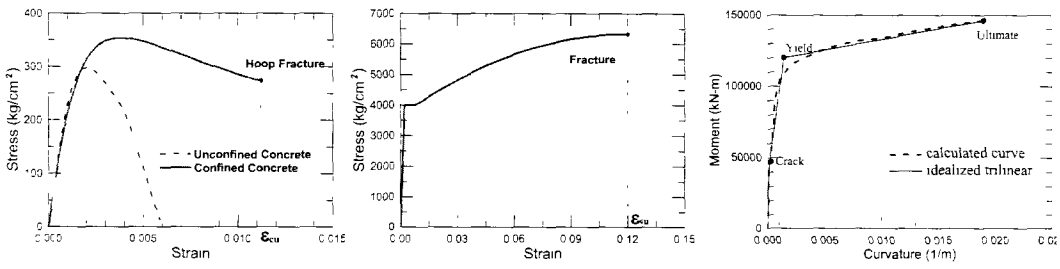


(a) 기하학적 형상



(b) 상부거더 및 교각단면의 제원

그림 1 예제교량의 형상 및 단면제원



(a) 콘크리트의 응력-변형율 (b) 철근의 응력-변형율 (c)교각단면의 모멘트-곡률 관계

그림 2 예제 교량 재료의 응력-변형율 특성과 교각단면의 모멘트-곡률 관계

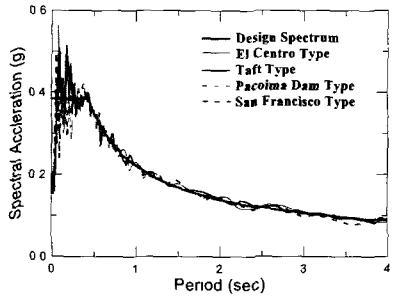
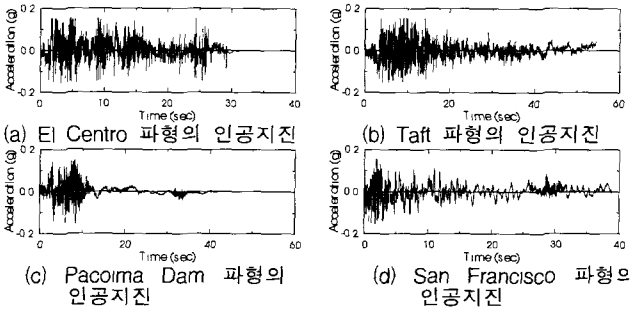


그림 3 설계스펙트럼과 인공지진의 응답스펙트럼의 비교



(a) El Centro 파형의 인공지진 (b) Taft 파형의 인공지진

(c) Pacoima Dam 파형의 인공지진 (d) San Francisco 파형의 인공지진

그림 4 인공지진 가속도 기록

공지진의 생성을 위하여는 4종류의 실제지진기록을 이용하여, 원래의 지진파형을 그림 3의 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하여 구하였으며 이를 그림 4에 나타내었다. 그림 3에는 설계스펙트럼과 인공지진 가속도기록의 응답스펙트럼을 비교하여 나타내었는데 이로부터 인공지진의 가속도 응답이 설계스펙트이 비교적 잘 일치하므로 역량스펙트럼 방스펙트럼이 비교적 잘 일치하므로 역량스펙트럼 방법과 비교의 목적으로 시간이력해석에 사용하기에 적합하다고 할 수 있다.

4. 비탄성 응답스펙트럼을 이용한 역량스펙트럼 방법

힘-변위 관계가 bi-linear인 비탄성 단자유도계에 대하여 가속도 스펙트럼(S_a)과 변위 스펙트럼(S_d)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{10}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{11}$$

여기서, μ는 항복변위에 대한 최대변위의 비로서 결정되는 연성도 계수이며, R_μ는 연성도에 따른 즉, 연성구조물의 비탄성 변형에너지에 의한 감소계수이다. S_a와 S_d는 구조물의 고유진동주기 T에 대응하는 탄성 가속도스펙트럼과 탄성 변위스펙트럼의 값이다. 이러한 탄성 응답스펙트럼은 5% 감쇠비에 대한 값을 일반적으로 사용한다.

감소계수R_μ에 대해서는 몇 개의 제안식이 있으나 Miranda와 Bertero(1994)가 제안한 식이 간단하면서 널리 사용되므로 이를 사용한다. 이러한 제안식은 bi-linear 시스템에 대하여 구해진 것이기 때문에 구조물의 거동이 bi-linear와 유사할수록 정확성이 우수하다고 할 수 있다.

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_c} + 1 \qquad T < T_c \tag{12}$$

$$R_\mu = \mu \qquad T \geq T_c \tag{13}$$

여기서 T_c는 지반운동의 특성주기로서 응답스펙트럼상에서 가속도응답 상수영역(짧은 주기영역)에서 응답스펙트럼의 속도응답 상수영역(중간 주기영역)의 사이의 천이 주기로서 개념적으로 정의된다.

비탄성 정적 해석에 의해 구한 구조물의 힘-변위 관계인 역량 곡선과 설계 스펙트럼 혹은 요구도 곡선을 가속도-변위의 형식으로 하나의 그래프에 나타내어 성능점을 구하는 방법을 일반적으로 역량스펙트럼 방법이라고 한다. 설계지진하중에 대한 구조물의 비탄성 응답을 구하기 위해서는 성능점을 적절히 평가하는 것이 가장 중요하다. 성능점은 역량 곡선과 요구도 곡선의 교차점으로서 비탄성 거동시의 구조물의 최대 응답값을 나타낸다. 본 연구에서는 비탄성 응답스펙트럼을 이용하는 두 가지의 역량스펙트럼 방법을 사용하였다.

방법 A

비탄성 구조시스템의 최대변위 S_d 를 산정하기 위한 성능점은 다음의 절차에 의해서 구하며 그림 11(a), 12(a)와 13(a)에 세가지 예제교량에 대한 적용예를 나타내었다.

1. 구조물의 역량곡선과 5% 감쇠비에 대한 탄성 설계 스펙트럼을 가속도-변위의 형식으로 작성한다.
2. 탄성설계 스펙트럼으로부터 몇 개의 가정된 연성요구도 μ 에 대응하는 비탄성 설계스펙트럼을

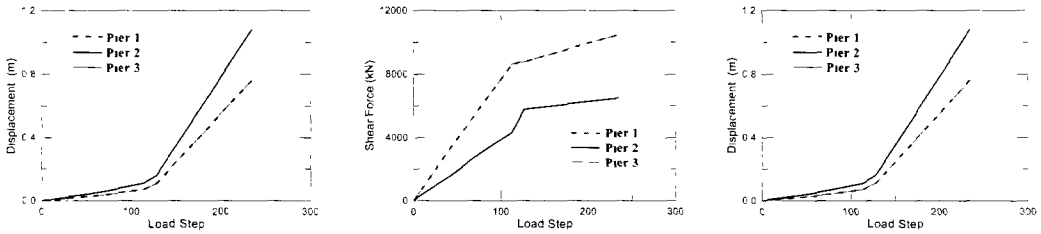
식 (10) ~ 식 (13)을 이용하여 작성하여 역량-요구도 그래프에 나타낸다.

3 역량 곡선 μ 과 에 따라 작성된 비탄성 설계 스펙트럼들과의 교차점들을 구한다. 교차점에서 역량곡선에 대하여 구한 연성도와 비탄성 설계스펙트럼의 연성도의 일치정도를 파악한다 연성도의 값이 서로 일치하는 교차점이 구조물의 성능점이 되며 이 때의 변위값이 구조시스템의 구하고자 하는 최대변위이다 만약, 일치하는 정도가 만족할 만한 정도가 아니라면 일치정도가 가장 근접한 연성요구도의 값에 약간의 가감을 가하여 2단계과정부터 다시 수행한다.

방법 B

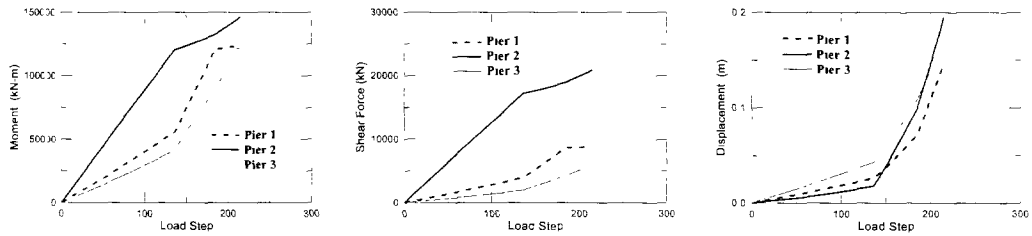
이 방법은 비탄성 설계 스펙트럼의 그래프로 작성하는 번거로움을 피하기 위하여 방법A를 개선한 방법이며 그림 11(b), 12(b)와 13(b)에 세가지 예제교량에 대한 적용예를 나타내었다.

1. 구조물의 역량곡선과 5% 감쇠비에 대한 탄성 설계스펙트럼을 가속도-변위의 형식으로 작성한다
2. 예상되는 연성요구도를 가정한다 일반적으로 연성요구도 μ 는 1부터 시작한다.
3. 식 (10)으로부터 μ 에 대한 S_a를 구한다. 또한, 식 (11)으로부터 S_d를 구한다. 식 (10)과 식 (11)에서 감소계수 R_μ는 식 (12)와 식 (13)에 의해 구한다.
4. S_d와 S_a의 좌표값을 역량-요구도 그래프에 나타낸다 (적용 예제에서는 가는 검선으로 표시)
5. 4단계에서 구한 좌표값의 연결선이 역량 곡선과 교차하는지를 체크하여 만약 교차하지 않는다면 연성요구도 값을 증가시켜서 3 단계와 4



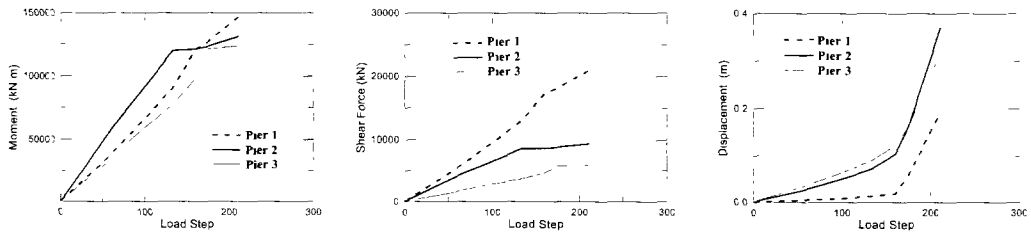
(a) 변위 (b) 전단력 (c) 모멘트

그림 5 교량 C232의 비탄성 정적해석에 의한 교각별 응답



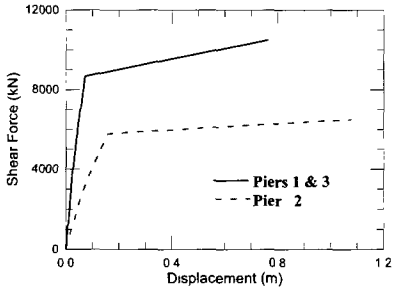
(a) 변위 (b) 전단력 (c) 모멘트

그림 6 교량 C213의 비탄성 정적해석에 의한 교각별 응답

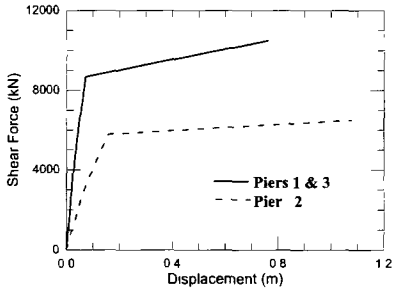


(a) 변위 (b) 전단력 (c) 모멘트

그림 7 교량 C123의 비탄성 정적해석에 의한 교각별 응답

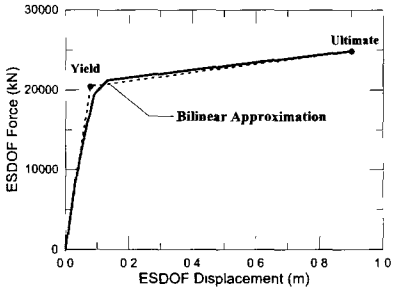


(a) 다자유도교량의 교각별 힘-변위 관계

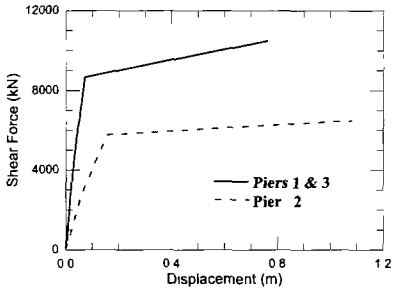


(b) 등가단자유도계의 힘-변위관계(역량곡선)

그림 8 교량C232의 비탄성 정적해석에 의한 교각별 힘-변위 관계 및 등가단자유도계의 힘-변위 관계

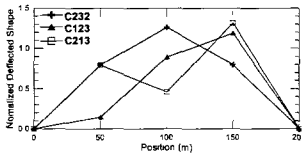


(a) C123

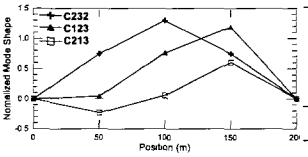


(b) C213

그림 9 예제교량의 역량곡선



(a) 변형형상



(b) 1차진동모드 형상

그림 10 교량의 교축직각 방향의 정규화된 변형형상 및 1차진동모드 형상

표 1 교량의 고유진동주기의 비교

교량 명칭	고유진동주기(sce)		불일치 (%)
	다자유도교량	등가단자유도교량	
C232	1.776	1.852	4.3
C123	1.589	1.834	15.4
C213	1.281	1.378	7.6

단계를 반복한다. 교차한다면 6단계로 간다.

6. 지진하중에 의해 유발되는 비탄성 변위는 교차점의 변위좌표로 구한다. 즉, 이 교차점이 구조물의 성능점이다.

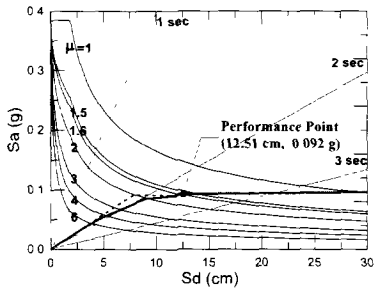
5. 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력 해석과의 비교

교량 C232에 대하여 교각상부에 작용하는 등분포 형태의 단조증가하중에 대한 비탄성 정적해석을 수행하여 하중단계에 따른 교각별 변위, 전단력 및 모멘트를 그림 5에 나타내었다. 교량 C232는 대칭형상이므로 교각 1과 교각 3의 거동이 동일함을 알 수 있다. 전단력은 교각길이가 상대적으로 짧은 교각 1과 3에 집중됨을 알 수 있으며 이로인해 교각 2보다 먼저 비탄성 거동을 함을 알 수 있다. 그림 5에서 나타낸 바와 같이 하중단계에따른 전단력과 모멘트의 기울기가 상대적으로 작아지는 구간이 비탄성 응답구간이다. 교각 1과 3에 비탄성 거동이 발생하는 순간에서 모멘트 재분배에 의하여 교각 2에서의 전단력 및 모멘트의 증가정도가 교각 1과 3에 비하여 상대적으로 커짐을 알 수 있다.

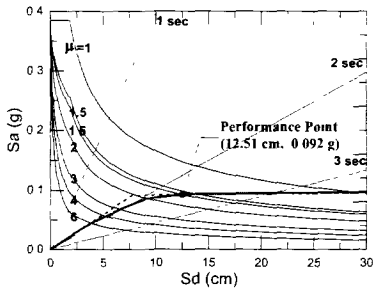
비대칭 교량인 C123과 C213에 대한 비탄성 정적해석에 의한 교각별 응답은 그림 7과 8에 나타내었다. 비대칭 교량에서도 교각의 길이가 짧을수록 전단력이 집중됨을 알 수 있다. 변위응답을 대칭인 교량과 비대칭 교량으로 구분하여 볼 때, 교각별 변위의 상대적인 크기인 변형형상은 대칭인 교량에서는 비탄성 구간에서도 탄성구간과 같은 일정한

변형형상을 유지하나 비대칭 교량에서는 비탄성 구간에서의 변형형상이 탄성구간의 변형형상과는 달리 비탄성 거동의 정도에 따라 변화함을 알 수 있으며 특히 교량 C213의 경우의 변형형상의 변화가 상대적으로 많음을 알 수 있다 이는 앞의 2절에서 설명한 등가단자유도계의 응답으로 치환하는 과정에서 포함하고 있는 변형형상은 변하지 않는다는 가정이 비대칭 교량에서는 잘 일치하지 않음을 의미한다 즉, 비탄성 거동에 따른 변형형상의 변화가 클수록 등가단자유도계의 응답으로 치환한 값의 정확성이 떨어질 수 있음을 의미한다고 할 수 있다

그림 8(a)에는 교량 C232에 대하여 비탄성 정적해석에 의한 교각별 힘-변위 관계를 나타내었다. 등가단자유도 방법에서 유도된 식 (6)과 식 (9)를 이용하면 교각별 힘-변위 관계로부터 구조시스템을 대표하는 하나의 등가단자유도계의 힘-변위 관계를 그림 8(b)에 나타낸 바와 같이 구할 수 있다 즉, 그림 8(b)에 나타낸 힘-변위 곡선이 교량의 비탄성 응답 특성을 나타내는 역량곡선이다 역량곡선에서 나타낸 붕괴점(그림상의 ultimate point)은 여러개의 교각 중 하나라도 극한모멘트에 도달하면 교량전체가 극한상태에 도달한다고 가정하여 구하였다 위에서 설명한 과정을 통하여 구한 비대칭 교량인 C123과 C213에 대한 역량곡선을 그림 9에 나타내었다. 그림 8(b)와 9에 나타낸 역량곡선을 역량스펙트럼 방법에 적용하기 위해서는 힘-변위의 관계를 가속도-변위의 형식으로 전환하여야 하는데, 힘의 값에 식 (7)의 등가단자유도계의 질량을 나누면 가속도를 구할 수 있다 위에서 설명한

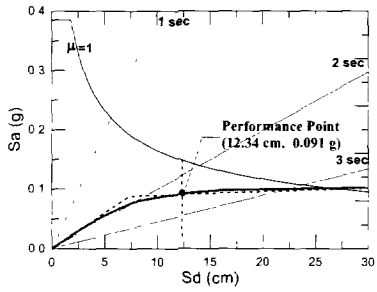


(a) 방법 A

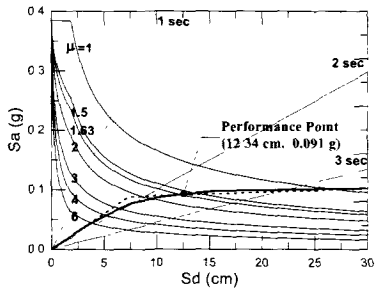


(b) 방법 B

그림 11 교량 C232의 역량스펙트럼 해석

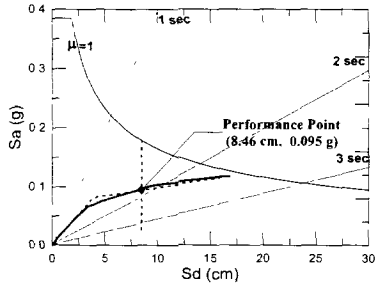


(a) 방법 A

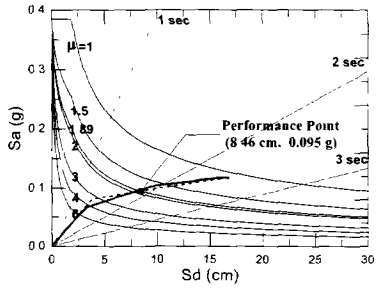


(b) 방법 B

그림 12 교량 C123의 역량스펙트럼 해석

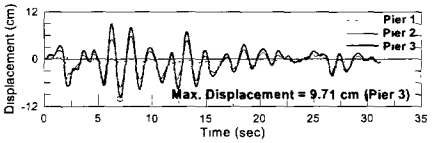


(a) 방법 A

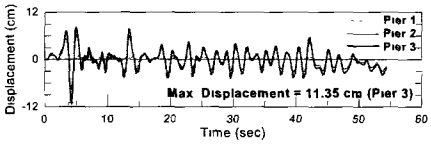


(b) 방법 B

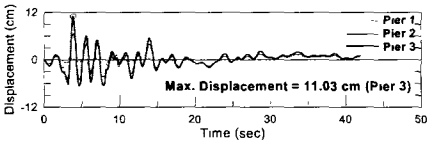
그림 13 교량 C213의 역량스펙트럼 해석



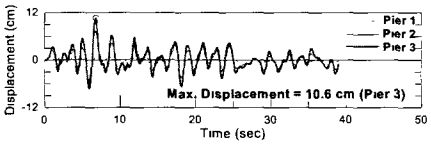
(a) El Centro 파형 인공지진



(b) Taft 파형 인공지진

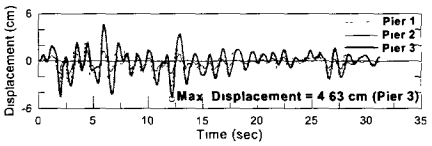


(c) Pacoima Dam 파형 인공지진

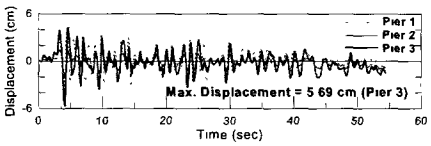


(d) San Francisco 파형 인공지진

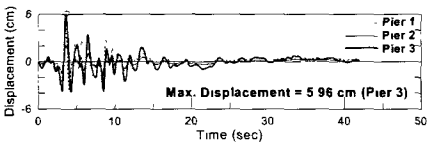
그림 14 인공지진을 사용한 비탄성 시간이력해석에 의한 교량 C123의 교각별 변위이력



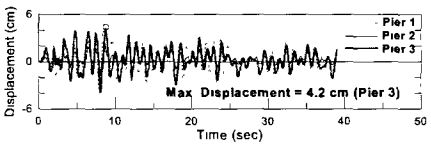
(a) El Centro 파형 인공지진



(b) Taft 파형 인공지진

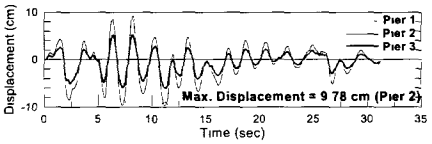


(c) Pacoima Dam 파형 인공지진

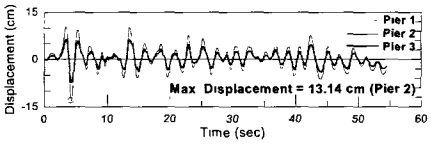


(d) San Francisco 파형 인공지진

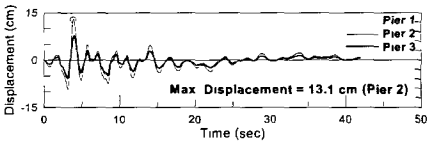
그림 15 인공지진을 사용한 비탄성 시간이력해석에 의한 교량 C213의 교각별 변위이력



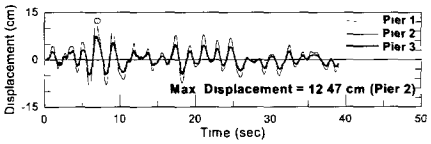
(a) El Centro 파형 인공지진



(b) Taft 파형 인공지진



(c) Pacoima Dam 파형 인공지진



(d) San Francisco 파형 인공지진

그림 16 인공지진을 사용한 비탄성 시간이력해석에 의한 교량 C232의 교각별 변위이력

구조시스템을 대표하는 역량곡선인 등가단자유도계의 힘-변위 관계를 구하는 과정에서 사용하는 변형형상 벡터Ψ는 탄성거동시의 변형형상을 식 (7)에 의하여 정규화하여 사용하는데 그림 10(a)에 나타낸 바와 같다. 그림 10(b)에는 예제교량의 1차 진동모드 형상을 변형형상과 비교하기 위하여 나타내었다. 교량 C232와 C123은 변형형상과 진동모드 형상이 비슷하나 교량 C213의 경우에는 차이가 큼을 알 수 있다.

등가단자유도계의 응답으로 전환한 경우의 고유진동수의 정확도를 분석하기 위하여 등가단자유도계의 질량과 강성을 구하여 고유진동주기 ($T_{ESDOF}=2\pi\sqrt{M_{ESDOF}/K_{ESDOF}}$)를 계산하였다.

여기서, 등가단자유도계의 질량(M_{ESDOF})은 정규화된 변형형상 벡터Ψ를 이용하여 식 (7)로부터 구할 수 있으며, 등가단자유도계의 강성(K_{ESDOF})은 그림 8(b)와 그림 9에 나타낸 역량곡선에서 탄성구간의 기울기로써 구할 수 있다. 등가단자유도계의 응답으로 전환한 경우에 대한 고유진동주기와 다자유도 교량의 고유진동해석에 의한 고유진동주기를

표 2 역량스펙트럼 방법과 시간이력해석과의 비교 (최대변위의 단위 cm)

교량명칭	인공지진	D_T ( )의 값:최대변위 발생 교각 번호	D_C ( )의 값:최대변위 발생 교각의 변위로 환산치	불일치(%) $\left(\frac{D_C-D_T}{D_T}\times 100\right)$
C232	El Centro	9.78(Pier 2)	12.51 (15.75)	61.0
	Taft	13.14(Pier 2)		19.9
	Pacoima Dam	13.10(Pier 2)		20.2
	San Francisco	12.47(Pier 2)		26.3
C123	El Centro	9.71(Pier 3)	12.34 (16.21)	66.9
	Taft	11.35(Pier 3)		42.8
	Pacoima Dam	11.03(Pier 3)		46.9
	San Francisco	10.60(Pier 3)		52.9
C213	El Centro	4.63(Pier 3)	8.46 (10.63)	116.6
	Taft	5.69(Pier 3)		76.3
	Pacoima Dam	5.96(Pier 3)		68.3
	San Francisco	4.20(Pier 3)		138.8

참고) D_T = 인공지진에 대한 비탄성 시간이력해석시의 교각의 최대변위
D_C = 역량스펙트럼 방법을 이용한 교량의 시스템변위의 추정치

비교하여 표 1에 나타내었다. 표 1의 불일치 값이 양의 값이면 등가단자유도계의 고유진동주기가 다자유도 교량의 경우보다 과대평가함을 의미하며 음의 값인 경우는 그 반대이다. 다자유도 교량의 고유진동주기에 비하여 등가단자유도계의 고유진동주기가 과대평가됨을 알 수 있으며, 비대칭 교량인 C123, C213의 경우가 대칭인 교량인 C232 경우에 비하여 보다 더 과대평가됨을 알 수 있다.

교량 C232에 대한 역량스펙트럼 방법의 적용예를 방법 A와 방법 B로 구분하여 그림 11에 나타내었다 두 방법에 의한 교량시스템의 추정 시스템 변위는 12.51 cm로 동일한 결과를 나타낸다 비대칭 교량인 C123과C213에 대한 역량스펙트럼 방법의 적용예는 각각 그림 12과 그림 13에 나타내었다 역량스펙트럼 방법에 의한 교량 C123 과 C213의 추정 시스템변위는 각각 12.31, 8.46 cm이다.

역량스펙트럼방법을 이용한 결과와 비탄성 시간이력해석의 결과를 비교하기 위하여 그림 14, 15 그리고 16에 나타낸 바와 같이 4개의 인공지진에 대하여 비탄성 시간이력해석에 의한 변위이력을 구한 후 최대변위를 구하였으며 최대변위 발생교각의 위치도 함께 나타내었다. 모든 예제교량에 대하여 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위의 값을 표 2에 비교하여 나타내었다 표 2로부터 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 최대변위를 과대평가함을 알 수 있다 이는 표 1에 나타낸 바와 같이 등가단자유도계의 응답으로 전환하는 과정에서 구조물의 고유진동주기가 다자유도 교량의 경우에 비하여 증가한 것이 변위응답을 증가시켰다고 사료된다 일반적으로 구조물의 주기가 증가하면 변위 응답스펙트럼은 증가하기 때문이다 과대평가의 정도는 평균적으로 대칭인 교량인 C232의 경우는 31.8 %이며, 비대칭 교량인 C123과 C213의 경우는 각각 52.4 %, 100.0 %이다. 대칭인 교량에 비하여 비대칭의 교량이 과대평가하는 정도가 상대적으로 증가함을 알 수 있다. 이와 같은 경향의 원인은 역량스펙트럼 방법이 여러가지 복잡한 과정을 거치는 방법이기 때문에 어느 한가지의 원인이 아닌 다양한 원인이 있을 수 있다고 판단되지만 우선적으로 살펴볼 수 있는 원인을 분석하여 보면 다음과 같다. 첫째, 그림 10에 나타낸 변형형상(Ψ)과 1차 진동모드 형상의 비교 결과를 통해서 원인을 찾을 수 있다. 즉, 변형형상과 1차 진동모드 형상의 차이가 클수록 역량스펙트럼 방법의 정확성이 떨어짐을 알 수 있다 역량스펙트럼 방법은 역량곡선의 산정에서 교량시스템을 대표하는 하나의 역량곡선을 필요로 하기 때문에 등가단자유도계의 응답으로 치환하는 과정이 필요로 한다 이 과정에서 2절에서 설명한 바와 같이 고정적인 하나의 변형형상 벡터를 사용하는데 대칭인 교량에서는 다자유도 구조물의 첫 번째 진동모드와 거의 일치하는 형상을 가진다. 특히, 비대칭 교량 C213의 경우에 역량스펙트럼 방법의 과대평가 정도가 평균적으로 100 %로서 가장 큰 데 이는 1차 진동모드와 변형형상이 상대적으로 가장 차이가 많은 것과 일치하는 경향을 나타낸다. 둘째로, 비대칭 교량일수록 고차진동모드의 영향이 구조물의 응답에 미치는 영향이 커지기 때문에 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석과의 차이가 증가하는 것으로 판단된다 대칭인 교량보다 비대칭 교량인 경우에 고차진동모드의 영향이 상대적으로 커지므로 역량스펙트럼 방법은 개념적으로 구조시스템을 대표하는 하나의 역량곡선을 구하는 과정에서 저차진동모드의 영향

만을 고려하는 방법이라고 할 수 있으므로 비대칭 교량과 같이 고차의 진동모드의 영향이 커질수록 역량스펙트럼 방법의 정확성은 저하된다고 할 수 있다.

6. 결론

대칭 및 비대칭 예제교량에 대하여 등가단자유도 방법과 결합한 역량스펙트럼 방법과 인공지진에 대한 비탄성 시간이력 해석결과와의 비교를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력 해석의 비교를 통하여 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 최대변위를 전반적으로 과대평가하는 경향이 있음을 알 수 있다. 역량스펙트럼 방법에서 다자유도 구조물의 응답을 구조시스템을 대표하는 하나의 응답으로 나타내는 역량곡선의 평가과정에서 다자유도 구조물의 고유진동주기에 비하여 등가단자유도계의 고유진동주기의 증가에 의해 비탄성 변위응답이 증가하였음을 알 수 있다.

2. 역량스펙트럼 방법의 비탄성 변위응답의 과대평가 경향은 대칭인 예제교량에 비하여 비대칭성이 커질수록 증가한다. 교량의 비대칭성이 커질수록 역량스펙트럼에서 사용한 변형형상벡터와 다자유도 구조계로부터 구한 1차 진동모드의 형상의 차이가 커지게 되므로 이러한 차이가 정확성을 저하시키는 원인으로 사료된다. 또한, 비대칭성이 커질수록 고차진동모드의 영향이 구조물의 전체 지진응답에 보다 더 큰 영향을 미치게 되는데 역량스펙트럼은 저차의 진동모드의 영향만을 반영하므로 정확성이 저하된다고 할 수 있다.

3. 역량스펙트럼 방법은 대칭인 예제교량에서는 약간의 보수적인 평가(31.8 %)를 하기 때문에 설계목적으로 사용하기 위해서는 비교적 적절하다고 판단되나, 비대칭 예제교량에서는 보수적인 평가의 정도(52.4 %, 100 %)가 과도함으로써 이를 개선할 필요가 있다. 특히 비대칭 교량에 대한 역량스펙트럼 방법의 정확성을 향상시키기 위해서는 고차진동모드의 영향을 반영할 수 있도록 방법의 개선이 필요하다.

참 고 문 헌

[1] *도로교설계기준*, 건설교통부, 2000.
[2] *기존교량의 내진보강 방안 연구*, 시설안전기술공단, 1999.
[3] Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", *ATC 40, Redwood City, CA*. 1996.
[4] Applied Technology Council, "NEHRP guidlines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273), and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274)", *ATC 33, Redwood City. CA*, 1997.
[5] Chopra, A. K. and Goel, R. K. "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems", *Reprort No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley*, 1999.
[6] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S.K. and Madan, A., "IDARC2D Version 4.0: a computer program for the inelastic damage analysis of buildings", *Technical Report NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo*, 1996.
[7] Song, J. K. and Pincheira, J. A., "Spectral displacement demands of stiffness- and strength-degrading systems". *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.4, pp.817-854, 2000.
[8] Fajfar, P., "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". *Earthquake Spectra*, Vol.16, No 3. pp.573-592, 2000.
[9] Lepage, A., "A method for drift-control in earthquake-resistant design of RC building structures", *Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign*, 1997.
[10] Qi, X and Moehle, J.P., "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Report No. UCB/EERC-91/02, Earthquake Engrg. Res Ctr., Univ. of California at Berkeley*, 1991.
[11] Shimazaki, K. and Sozen, M. A., "Seismic drift of reinforced concrete structures", *Special Research Paper (Draft), Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign*, 1985.
[12] Whittaker, A., Constantinou, M. and Tsopelas, P., "Displacement estimates for performance-based seismic design", *Journal of Struct. Engrg., ASCE*, Vol.124, No.8, pp.905-912, 1998.