

등가단자유도 방법에 따른 다자유도 교량의 지진응답평가

Evaluation of Seismic Response of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures According to The ESDOF Method

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

Abstract

The capacity spectrum method(CSM) can be used for the evaluation of inelastic maximum response of structures and has been recently used in the seismic design using the incorporation of pushover analysis and response spectrum method. To efficiently evaluate seismic performance of multi-degree-of freedom(MDOF) bridge structures, it is important that the equivalent response of MDOF bridge structures should be calculated. To calculate the equivalent response of MDOF system, equivalent responses are obtained by using Song method, Fajfar method and Calvi method. Also, those responses are applied to CSM method and seismic performance of bridge according to the ESDOF method are compared and evaluated straightforwardly.

키워드 : 역량스펙트럼방법, 비탄성 정적해석, 등가단자유도방법, 다자유도 교량구조물

Keywords: *capacity spectrum method(CSM), pushover analysis, ESDOF method, MDOF bridge structures*

1. 서론

최근 들어 구조물의 내진성능 평가기법으로 널리 사용되고 있는 역량스펙트럼 방법은 구조물의 비탄성 변형능력을 나타내는 역량곡선(capacity curve)과 탄성응답스펙트럼의 요구도 곡선(demand curve)을 하나의 그래프에 나타내어 구조물의 비탄성 최대변위를 나타내는 성능점(performance point)을 구하는 방법이다. 역량곡선과 요구도곡선의 교차점인 성능점은 구조물의 동적 평형상태를 의미하며 최대변위에서의 강성과 강도에 대한 영향을 효과적으로 표현할 수 있으며, 또한 두 스펙트럼을 하나의 그래프에 나타내어 비교함으로써,

실제지진 하중의 정도에 따른 구조물의 성능수준을 간편하게 예측할 수 있는 장점이 있다.[1]

역량스펙트럼 방법은 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. 이러한 이유는 첫째로, 교량의 상부구조는 평면적으로 상당히 유연성이 크다. 따라서 교각의 강성과 직접적으로 관련된 많은 모드에 영향을 미칠 수 있다. 두번째로, 교량에서 횡하중에 저항하는 구조물의 요소는 단지 하나의 평면상에 존재한다. 그래서 상당히 복잡한 비틀림 응답모드가 작용하게 된다. 마지막으로 비탄성 정적해석

* 강원대학교 토목공학과 조교수, 공학박사

** 강원대학교 토목공학과 박사수료

*** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

을 위한 교량구조물의 변형 형상뿐만 아니라 하중과 변형 특성을 바로 정의하기가 곤란한 문제를 갖고 있다.[2]

이러한 특성을 갖는 다자유도 교량구조물의 시스템 응답을 근사적인 동적 특성을 가질 수 있도록 등가단자유도(Equivalent Single Degree of Freedom, ESDOF) 시스템 응답으로 전환하는 방법이 필요하다. 등가단자유도 시스템으로 전환하는 방법은 여러 연구자들에 의해 제안되어졌다. Miranda와 Bertero, Calvi, Fajfar와 Gaspersic, Villaverde, Han과 Wen, 그리고 Chopra와 Goel 등이 대표적인 등가단자유도 시스템의 예이다.[3],[4],[5],[6],[7],[8]

본 연구의 목적은 등가단자유도 치환방법에 따른 다자유도 교량구조물의 내진성능을 ATC-40에서 제시한 역량스펙트럼 방법(CSM)을 이용하여 정확성을 검증하며, 각 방법의 특성을 비교 분석하는 것이다. 이를 위해, 다자유도 교량구조물의 지진응답들로부터 구조시스템을 대표하는 하나의 지진응답을 산정하는 방법인 Fajfar가 제안한 N2 method, Song의 방법, 그리고 에너지 개념을 도입한 Calvi의 방법 등 3개의 등가단자유도 치환방법을 이용하여 각 방법에 따른 등가응답을 산정하였다. 응답스펙트럼은 탄성응답스펙트럼으로부터 감소계수-연성도-주기($R_\mu - \mu - T$)관계를 이용하여 비탄성 응답스펙트럼을 작성하여 적용하였다.

또한 등가단자유도 치환방법들로부터 계산된 등가단자유도 응답을 역량스펙트럼 방법에 이용하여 다자유도 교량구조물의 내진성능을 평가하였다. 각 방법의 정확성은 역량스펙트럼 방법의 결과와 실제지진기록의 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하여 10종류의 인공지진 파형에 대한 비탄성 시간이력해석 결과의 평균값과 비교함으로써 검증하였다.

2. 등가단자유도 응답 산정방법

2.1 N2 방법

다자유도 교량구조물의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M\ddot{U} + R = -M1\ddot{x}_g \quad (1)$$

여기서, U 와 R 은 변위와 내부 하중을 나타내는 벡터이다. M 은 질량행렬, 1 은 단위벡터이며, \ddot{x}_g 는 지반가속도이다.

변위형상 Φ 는 구조물에 지진하중이 작용하더라도 변하지 않는 상수벡터라고 가정한다. 변위벡터 U 는 식(2)와 같이 정의한다.

$$U = \Phi D_i \quad (2)$$

여기서 D_i 는 최대 변위가 발생하는 특성점의 변

위이다.

Pushover 해석에 사용한 횡하중 벡터 P 는 식(3) 및 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P = p\Psi = pM\Phi, \quad P_i = pm_i\phi_i \quad (3)$$

$$P = R \quad (4)$$

여기서 P 는 특성점에서 일반화된 하중이며, Ψ 는 횡하중 분배를 나타내는 벡터이다. 내부하중 R 은 정적으로 작용하는 외부하중 P 와 같다.

식(2), (3)을 식(1)에 대입하고 양변에 Φ^T 를 곱해주면 다음과 같은 식(5)를 얻을 수 있다.

$$\Phi^T M \Phi \ddot{D}_i + \Phi^T M \Phi p = -\Phi^T M 1 \ddot{x}_g \quad (5)$$

식(5)의 양변의 $\Phi^T M 1$ 로 나눠주면, 식(6)과 같은 등가단자유도 방정식이 유도된다.

$$m^* \ddot{D}_i + F^* = -m^* \ddot{x}_g \quad (6)$$

여기서, m^* 은 유효질량, \ddot{x}_g 와 F^* 는 등가단자유도 시스템의 등가변위와 등가하중을 나타낸다.

$$m^* = \Phi^T M 1 = \sum m_i \phi_i \quad (7)$$

$$D^* = c D_i \quad (8)$$

$$F^* = c \sum P_i; \sum P_i = \Phi^T M 1 p = p \sum m_i \phi_i = p m^* \quad (9)$$

$$c = \frac{\Phi^T M \Phi}{\Phi^T M 1} = \frac{\sum m_i \phi_i^2}{\sum m_i \phi_i} \quad (10)$$

여기서 상수 C 는 다자유도 시스템에서 단자유도 시스템으로 전환시켜주는 역할을 하는 값이다.

2.2 Song의 방법

지진하중을 받는 다자유도 교량구조물의 운동방정식으로부터 등가단자유도계의 운동방정식을 유도하면 다음과 같다(Lee, Song and Yun, 1997). 지진하중을 받는 다자유도 교량구조물의 운동방정식은 식(11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + R(X) = -M1\ddot{x}_g \quad (11)$$

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

구조물의 거동을 식(12)와 같은 형태로 근사적으로 가정한다.

$$X = \psi u \quad (12)$$

여기서 ψ 는 교량구조물의 교축직각 방향의 횡방향 변형형상을 나타내는 형상벡터이고 이것은 상수벡터이다. 이 변형형상은 단조증가하중에 대한 비탄성 정적 해석을 수행하여 탄성 거동시의 횡방향 변형형상으로부터 구한다. u 는 구조시스템을 대표하는 등가단자유도 변위이다. 위와 같이 교량구조물의 속도와 가속도를 식(13) 및 (14)와 같이

나타낼 수 있다.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + r(u) = -l\ddot{u}_g \quad (13)$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} = -l\ddot{u}_g \quad (14)$$

식(12), (13)와 식(14)를 식(11)에 대입하고 운동방정식의 양변에 ψ^T 를 곱해주면, 등가단자유도 방정식이 식(15)와 같이 유도된다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + r(u) = -l\ddot{u}_g \quad (15)$$

여기서, $m = \psi^T M \psi$, $c = \psi^T C \psi$, $l = \psi^T M 1$ 이고, $r(u)$ 는 등가저항력으로써 식(16)과 같이 정의된다.

$$r(u) = \psi^T R(X) \quad (16)$$

아래 식(17)과 같은 조건을 만족하도록 형상벡터 ψ 를 정규화 한다.

$$\psi^T M \psi = \psi^T M 1 \quad (17)$$

위의 정규화 과정에 의하여 식(15)의 지진하중 계수 l 은 m 과 같게 된다. 그러면 식(15)는 식(18)처럼 지진하중을 받는 단자유도계의 운동방정식의 형태와 같아진다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + r(u) = -m\ddot{u}_g \quad (18)$$

식(17)을 이용하고 식(12)에 $\psi^T M$ 를 곱하면 식(19)의 구조시스템을 대표하는 등가단자유도 변위 u 를 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$u(t) = \frac{\psi^T M X(t)}{\psi^T M 1} \quad (19)$$

2.3 Calvi의 방법

Calvi는 에너지 개념을 도입하여 지진하중을 받는 다자유도 교량구조물 응답을 등가단자유도의 응답으로 전환하는 식을 제안하였다. 다자유도계의 응답은 식(20)처럼 일정한 값을 갖는 변형형상벡터와 등가단자유도계 응답으로 표현할 수 있다. 또한 가속도는 식(21)과 같이 형상벡터에 비례한다고 가정한다.

$$\delta_i = c_i \delta_e \quad (20)$$

$$a_i = c_i a_e \quad (21)$$

여기서, δ_i , δ_e 는 각각 다자유도 교량의 변위응답, 단자유도 교량의 변위응답, c_i 는 교량구조물의 교축직각 방향의 횡방향 변형형상을 나타내는 형상벡터이다. 다자유도 교량과 단자유도 교량에 작용하는 모든 하중은 동일하므로 등가하중 P_e 와 유효질량 m_e 은 각각 식(22) 및 식(23)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_e = \sum_{i=1}^n p_i = \sum_{i=1}^n m_i a_i = a_e \sum_{i=1}^n m_i c_i \quad (22)$$

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i c_i \quad (23)$$

다자유도계의 하중은 등가단자유도계의 하중을 이용하여 다음과 같이 쓸 수 있다. 식(20)을 식(24)에 대입하면 식(25)과 같이 단순화된 식이 유도된다.

$$p_i = m_i a_i = m_i c_i a_e = P_e \frac{m_i c_i}{\sum_{k=1}^n m_k c_k} \quad (24)$$

$$p_i = P_e \frac{m_i \delta_i}{\sum_{k=1}^n m_k \delta_k} \quad (25)$$

구조물의 응답을 대표하는 등가변위는 다자유도 교량과 단자유도 교량에서의 일의 양이 동일하다는 개념으로 식(26)처럼 표현되며, 이를 등가변위에 대해 정리하면 식(27)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_e \delta_e = \sum_{i=1}^n p_i \delta_i \quad (26)$$

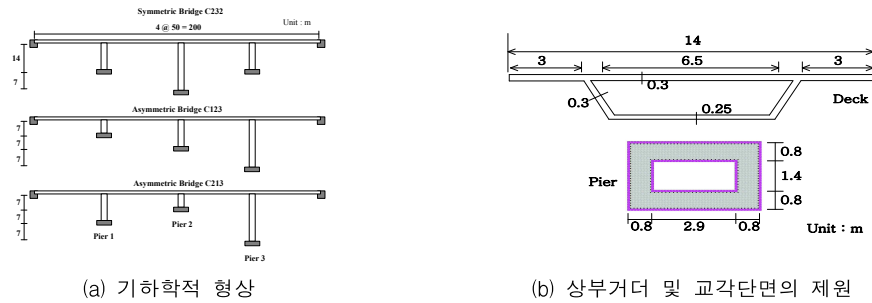
$$\delta_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i} \quad (27)$$

3. 예제교량 및 입력지진

본 연구에서 사용된 예제구조물의 형상 및 제원은 그림 1에 나타내었다. 대칭 및 비대칭 교량으로 구분하여 사용하였다. 그림 2는 교각의 비탄성 거동특성을 규정하는 모멘트-곡률 관계를 구하는데 중요한 물성치인 콘크리트의 응력-변형을 관계와 철근의 응력-변형을 관계를 나타내고 있다. 교각단면의 모멘트-곡률 관계는 그림 3에 나타낸 바와 같이 구하였으며 이를 **IDARC BRIDGE** 프로그램에서 사용되는 tri-linear 모멘트-곡률 관계로 입력하기 위하여 근사화 하였다.[9] 역량스펙트럼 방법에 의한 비탄성 응답의 산정결과와 비탄성 시간 이력해석결과와 비교하기 위하여 설계스펙트럼에 대응하는 인공지진은 실제지진기록을 주파수성분과 가속도 크기를 조정하여 10종류의 인공지진 파형을 이용하여 비탄성 최대변위의 평균값을 이용하였다.

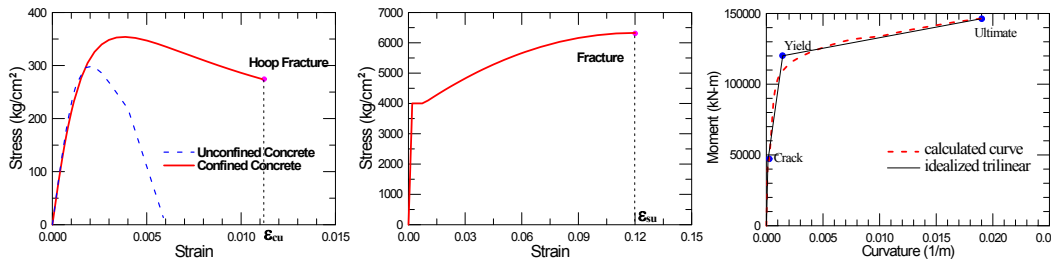
4. 비탄성 응답스펙트럼을 이용한 역량스펙트럼 방법

힘-변위 관계가 bilinear인 비탄성 단자유도계에 대하여 가속도 스펙트럼(S_a)과 변위 스펙트럼(S_d)은 식(28) 및 (29)와 같이 나타낼 수 있다.



(a) 기하학적 형상 (b) 상부거더 및 교각단면의 제원

그림 1 예제교량의 형상 및 단면제원



(a) 콘크리트의 응력-변형률 (b) 철근의 응력-변형률

그림 3 교각단면의 모멘트-곡률

그림 2 예제 교량 재료의 응력-변형률 특성

관계

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (28)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (31)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (29)$$

여기서, μ 는 항복변위에 대한 최대변위의 비로서 결정되는 연성도 계수이며, R_μ 는 연성도에 따른 즉, 연성구조물의 비탄성 변형에너지에 의한 감소 계수이다. S_{ae} 와 S_{de} 는 구조물의 고유진동주기 T 에 대응하는 탄성 가속도 스펙트럼과 변위 스펙트럼의 값이다. 이러한 탄성 응답스펙트럼은 5% 감쇠비에 대한 값을 일반적으로 사용한다.

감소계수 R_μ 에 대해서는 몇 개의 제안식이 있으나 Miranda와 Bertero (Miranda and Bertero, 1994)가 제안한 식이 간단하면서 널리 사용되므로 이를 사용한다.[3] 이러한 제안식은 bilinear 시스템에 대하여 구해진 것이기 때문에 구조물의 거동이 이와 같은 bilinear와 유사할수록 정확성이 우수하다고 할 수 있다. 본 연구에서는 다음 식(30) 및 (31)을 사용하였다.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (30)$$

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

5. 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력 해석과의 비교

비탄성 정적해석에 의한 교각별 힘-변위 관계를 등가단자유도 치환방법을 이용하여 구조시스템을 대표하는 하나의 등가단자유도 시스템의 힘-변위 관계를 그림 4에 나타내었다. 해석은 교량구조물의 교각들 중 하나라도 그림 3에 나타낸 극한모멘트(ultimate moment)를 초과하면 교량은 붕괴상태에 도달하는 것으로 가정하였다. 비탄성 정적해석을 수행하는 과정에서 교각에 발생하는 전단력은 교각의 길이가 상대적으로 짧은 교각에서 집중되며 이로 인해 비탄성 거동이 가장 먼저 발생하게 된다. N2 방법은 대칭교량인 C232에서 변위가 증가하면서 증가하중의 값이 감소하는 경향을 나타내고 있다. 이러한 원인은 N2 방법이 교대와 교각의 전단력을 모두 고려해서 증가하중을 산정하기 때

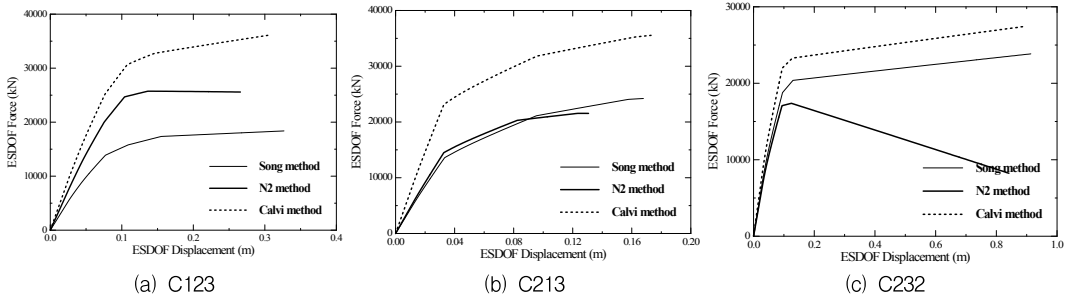


그림 4 예제 교량의 역량곡선

표 1 교량의 고유진동주기

교량명칭	다자유도 교량	등가단자유도 교량		
		N2 방법	Song 방법	Calvi 방법
C123	1.608	1.433 (-10.9)	1.834 (14.1)	1.690 (-13.6)
C213	1.282	1.160 (-9.5)	1.378 (9.5)	1.051 (-18.0)
C232	1.776	1.742 (-1.9)	1.853 (4.3)	1.742 (-2.0)

참고) ()안의 값=다자유도 교량의 고유진동주기와 불일치율(%)

문에 pushover 해석시 교대에서 발생하는 전단력의 값이 음(-)의 값을 나타내므로 전체적인 전단력이 감소하게 되었다.

다자유도 교량구조물의 1차 모드에 대한 고유진동특성과 등가단자유도 치환 방법별 고유진동주기를 표 1에 나타내었다. N2 방법과 Calvi 방법은 등가단자유도계의 고유진동주기를 다자유도계의 값보다 과소평가하고 있으며, Song의 방법은 과대평가하고 있다. 이는 N2 방법과 Calvi 방법은 등가하중을 교각과 교대에 발생하는 전단력만을 이용하여 구하는 반면에 Song의 방법은 각 교각에서 구해진 변형형상과 전단력을 이용해서 계산하므로 앞의 방법들보다 상대적으로 등가하중을 작게 평가하기 때문이라 생각한다. 또한 비대칭 교량인 C123과 C213의 경우가 대칭인 교량 C232 경우에 비하여 보다 더 큰 과대평가됨을 알 수 있다.

예제 교량에 대한 등가단자유도 방법에 따른 역량스펙트럼 방법의 적용예를 ATC-40에서 제시하고 있는 방법 A와 방법 B로 구분하여 그림 5, 6 및 7에 나타내었다. 두 방법 모두 동일한 성능점을 나타내고 있다.

역량스펙트럼 방법을 이용한 결과와 비탄성 시간이력해석의 결과를 비교하기 위하여 10개의 인공지진에 대하여 비탄성 시간이력해석에 의한 변위이력을 구한 후 최대변위를 구하였으며 최대변위가 발생하는 교각의 위치도 함께 나타내었다.

모든 예제 교량에 대하여 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위의 값의 평균값을 표 2에 비교하여 나타내었다.

N2 방법의 해석결과가 가장한 형상벡터(Φ)의 영향을 가장 많이 받는다. 교량C123과 C232의 경

우에서 역량스펙트럼 방법을 이용한 결과가 비탄성 시간이력해석의 결과값을 과소평가함을 알 수

있다. 이는 역량스펙트럼 방법을 이용하여 구한 시스템의 최대변위를 최대변위교각의 변위로 환산하는 과정에서 N2방법에서 제시하고 있는 형상벡터는 앞에서도 설명한 것처럼 최대변위가 발생할 것으로 예상되는 교각을 특성점(characteristic point)으로 정하여 그 점에서의 형상벡터(Φ)를 1로 가정하였기 때문이다. 그러나 교량 C213에서는 비대칭 경향이 가장 크게 나타나므로 교각과 상부 구조물과의 강성비가 증가하고, 교대에서의 경계조건과 편심에 의한 영향이 많이 작용하므로 최대변위 과대평가하는 것으로 사료된다.

Song의 방법은 모든 교량에서 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석의 결과값보다 과대평가되어지고 있음을 알 수 있다. 그 정도는 C123, C213 그리고 C232에서 각각 48.4%, 122%, 25.4%를 나타내고 있다. 이러한 원인은 등가단자유도계의 응답으로 전환하는 과정에서 구조물의 고유진동주기가 다자유도 교량의 경우에 비하여 증가한 것이 변위를 증가시켰다고 판단된다. 또한 대칭인 교량에 비하여 비대칭의 교량이 과대평가하는 정도가 상대적으로 증가함을 알 수 있다. 이는 변형형상(ϕ)과 1차 진동모드형상과의 차이가 크기 때문이라 사료된다. 역량스펙트럼은 고정적인 변형형상을 이용하여 등가응답을 산정하는 방법이기 때문에 변형형상의 영향이 응답을 평가하는데 중요한 영향을 미친다. 이러한 이유로 대칭인 교량에서는 변형형상과 1차 진동모드의 형상이 거의 일치하지만 비대칭 교량에서는 이들 값에 차이가 발생한다. 특히 C213의 경우에는 그 정도가 크게 발생하는

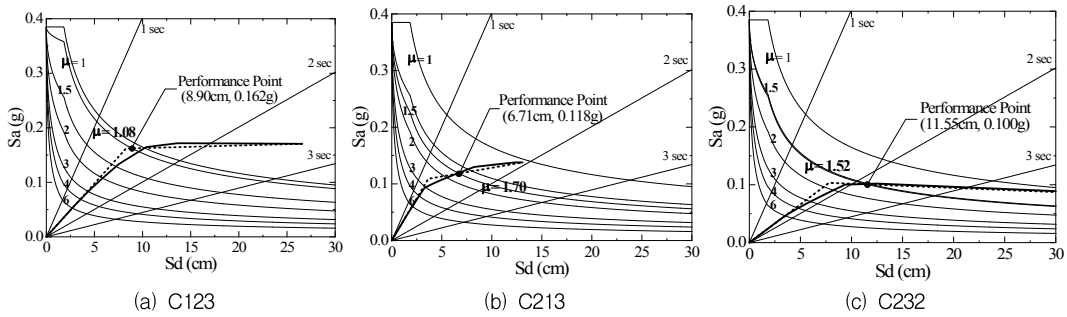


그림 5 N2 방법을 이용한 예제 교량의 역량스펙트럼 해석

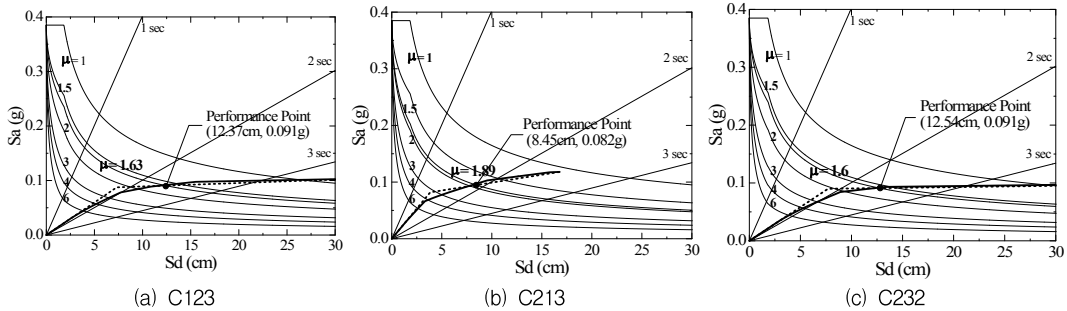


그림 6 Song 방법을 이용한 예제 교량의 역량스펙트럼 해석

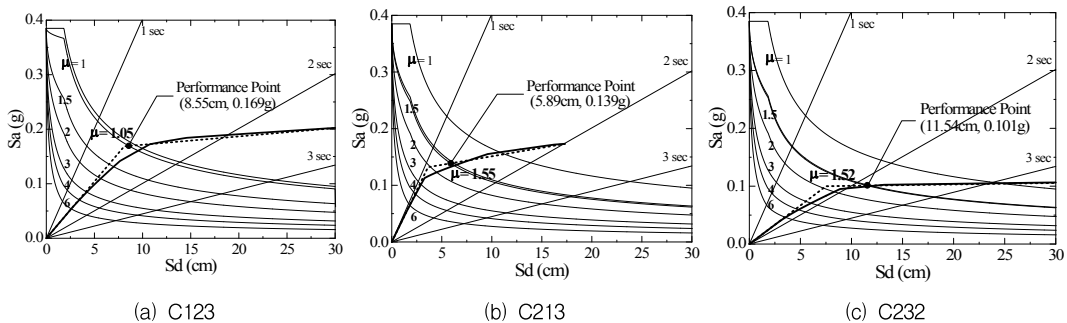


그림 7 Calvi 방법을 이용한 예제 교량의 역량스펙트럼 해석

표 2 역량스펙트럼방법과 비탄성 시간이력해석과의 등가단자유도 방법별 비교

교량명칭	등가단자유도방법	역량스펙트럼방법	비탄성 시간이력해석	불일치(%)
C123	N2	8.90 (8.90)	9.89 (Pier3)	-10.0
	Song	12.37 (14.67)		48.4
	Calvi	8.55 (10.14)		2.5
C213	N2	6.71 (6.71)	5.00 (Pier 3)	34.2
	Song	8.45 (11.10)		122.0
	Calvi	5.89 (7.74)		54.7
C232	N2	11.55 (11.55)	12.59 (Pier 2)	-8.3
	Song	12.54 (15.79)		25.4
	Calvi	11.54 (14.53)		15.4

참고) () 의 값 = 최대변위 발생 교각의 변위로 환산한 값

것을 알 수 있다. 또 다른 원인으로는 고차진동모드의 영향을 들 수 있다. 대칭교량에서는 1차 진동모드가 전체응답을 지배하지만, 비대칭 교량에서는 상대적으로 고차진동모드의 영향이 크게 작용하게 된다. 이러한 경향은 구조물의 비대칭성이 증가할수록 더 크게 나타나고 있다.

Calvi의 방법은 전체적으로 최대변위를 과대평가하는 경향을 나타내고 있지만, 등가단자유도 치환 방법들 중 시간이력해석 결과와의 불일치율이 교량 C123, C213 그리고 C232에 대해서 각각 2.5%, 54.7%, 15.4%로 가장 적었다. 이는 복잡한 거동을 나타내는 교대의 단면력을 제외하고 교각에서 발생하는 전단력만을 이용하여 등가하중을 산정하고, 기존의 방법에서는 형상벡터의 영향을 등가하중을 구하는데 적용하였는데 Calvi의 방법에서는 그와 같은 영향을 고려하지 않았기 때문으로 사료된다.

6. 결론

본 연구에서는 구조물의 비탄성 최대변위를 구하기 위하여 ATC-40에서 제시된 역량스펙트럼방법의 정확성을 검증하였다. 등가단자유도 치환 방법에 따른 특성들을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. N2 방법은 구조물의 변형형상을 가정하여 비탄성 정적해석을 수행한다. 최대변위가 발생하는 교각을 특성점으로 하여 그 곳에서의 변위를 이용하여 등가변위를 계산한다. 따라서 전체적인 응답 결과는 형상벡터의 영향을 가장 크게 받는다

2. Song의 방법은 모든 교량에서 역량스펙트럼방법이 비탄성 시간이력해석의 결과보다 과대평가 되어지고 있다. 그 정도는 교량 C123, C213 그리고 C232에서 각각 48.4%, 122%, 5.4%를 나타내고 있다. 이러한 원인은 등가단자유도계의 응답으로 전환하는 과정에서 구조물의 고유진동주기가 다자유도 교량의 경우에 비하여 증가한 것이 변위를 증가시켰다고 판단된다.

3. Calvi의 방법은 전체적으로 최대변위를 과대평가하는 경향을 나타내고 있지만, 등가단자유도 치환방법들 중 시간이력해석 결과와의 불일치율이 교량 C123, C213 그리고 C232에 대해서 각각 2.5%, 54.7%, 15.4%로 가장 적었다. 이는 복잡한 거동을 나타내는 교대에서의 단면력을 제외하고 교각에서 발생하는 전단력만을 이용하여 등가하중을 산정하고, 기존의 방법에서는 형상벡터의 영향을 등가하중을 구하는데 적용하였는데 Calvi방법에서는 그와 같은 고려가 이루어지지 않았기 때문으로 사료된다.

4. 등가단자유도 치환방법들 모두 비대칭 교량인 C213에서의 정확성이 다른 교량의 경우보다 불일치율이 크게 나타났다. 이러한 비대칭이 큰 교량에서는 저차진동모드가 지배적인 역량스펙트럼 방법을 이용해서는 내진성능을 평가하기가 곤란하다. 따라서 고차진동모드에 영향을 미치는 상부구조와 교각의 강성비, 교대의 경계조건과 편심에 대한 효과를 고려할 수 있는 방법의 개선이 필요하다

참 고 문 헌

- [1] Applied Technology Council, "Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings", *ATC-40 Report*, Redwood city, California, 1996
- [2] Isakovic, Fischinger, "Bridge:when is single mode seismic analysis adequate?", *Proceeding of the institution of Civil Engineers*, pp. 165-173, 2003
- [3] Miranda, E. and Bertero, V.V., "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, pp. 357-379, 1994
- [4] Calvi, G.M. "Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 24, pp. 1247-1266, 1995
- [5] Fajfar, P., Gaspersic, P., "A simplified nonlinear method for seismic evaluation of RC bridges", *Proceeding of the 6th National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Seattle, Washington, 1998
- [6] Villaverde, R., "Simplified response-spectrum seismic analysis of nonlinear structures", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 122, No. 3, pp. 282-285, 1996
- [7] Han, S.W., Wen, Y.K., "Method of Reliability-based seismic design : equivalent nonlinear systems", *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 3, pp. 256-263, 1997
- [8] Chopra, A.K. and Goel, R.K., "Modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 31, pp. 561-582, 2002
- [9] Reinhorn, A.M., Simeonov, V., Mylonakis, G. and Reichman, "IDARC-BRIDGE : a

산업기술연구(강원대학교 산업기술연구소 논문집), 제25권 A호, 2005.
송 종 걸, 남 왕 현, 정 영 화

computational platform for seismic damage
assessment of bridge structures” ,
Technical Report MCEER-98-0011, State
University of New York at Buffalo, 1998