

횡하중 분포와 등가단자유도 방법의 영향을 고려한 다경간 교량의 내진성능 평가

Seismic Performance Evaluation of Multi-Span Bridges considering Effect of Lateral Load Distributions and Equivalent SDOF methods

송 종 결^{*} 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, the equivalent single-degree-of-freedom (ESDOF) methods and the lateral load distributions are applied to the capacity spectrum method(CSM). From the pushover analysis results using the four ESDOF methods and the six types lateral load distributions, the ESDOF method more than lateral load distribution is found to have an important influence upon the pushover analysis. The effects of the higher mode on the bridge seismic behaviors are also increased as the number of pier increase. Therefore, it can be concluded that lateral load distributions and ESDOF methods for reflection of higher mode effects should be considered in the seismic analysis of the bridge structural.

키워드 : 역량스펙트럼방법, 비탄성 정적해석, 등가단자유도방법, 횡하중분포

Keywords : *capacity spectrum method(CSM), pushover analysis, ESDOF method, lateral load distribution*

1. 서론

역량스펙트럼 방법은 ATC-40 보고서(Applied Technology Council, 1996)에서 처음 소개된 이후 구조물의 역량곡선과 지진하중에 의한 요구도 곡선을 하나의 스펙트럼에 나타내어 구조물의 비탄성 최대변위를 직접적으로 산정하는 방법의 편리성과 개념적인 우수성으로 인해 많은 연구와 실무분야에서 이용되고 있다.[1] 이러한 역량스펙트럼 방법은 구조물의 변형능력을 평가하기 위해서는 시스템의 응답을 대표하는 하나의 응답으로 전환

하는 등가단자유도 방법(ESDOF)을 필요로 한다. 이러한 등가단자유도 방법의 정확성은 다자유도 구조물의 응답특성을 적합하게 등가응답산정에 반영할 수 있는가에 달려있다. 등가단자유도 방법과 관련된 연구는 Roth 와 Sozen(1983), Qi 와 Moehle(1991), Miranda(1991), Fajfar 와 Gasperin(1996), Villaverde (1996), Han 와 Wen(1997), Krawinkler 와 Seneviratna(1998), Chopra 와 Goel (2001) 등이있다. [2],[3],[4],[5],[6],[7],[8],[9]

또한 구조물의 횡방향으로 정적하중을 점진적으로 증가시키면서 비탄성 힘-변위관계를 구하는 방법인 비탄성 정적해석에서 비탄성 응답특성에 영향을 미치는 인자중에 하나가 횡하중 분포(Lateral Load Distribution)이다. 횡하중 분포 방법으로 사

* 강원대학교 토목공학과 조교수, 공학박사

** 강원대학교 토목공학과 박사수료

*** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

용의 간편성 때문에 등분포 하중분포나 삼각형 하중분포 그리고 1차 진동모드하중 등을 일반적으로 많이 사용하였다. 그러나 이런 방법은 구조물의 응답특성을 반영하지 못하고 구조물의 질량과 높이만을 고려하는 방법으로 고차진동모드의 영향을 제대로 반영할 수 없다. 다중 진동모드에 의한 하중백터를 반영할 수 있는 진동모드별 비탄성 정적해석(Modal Pushover Analysis, MPA)방법이 제안되었다(Chopra and Goel, 2000).[9]

본 연구에서는 역랑스펙트럼 해석을 위한 비탄성 정적해석에 영향을 미치는 영향인자로 등가단자유도 방법과 횡하중 분포방법을 선정하여 이들 인자들이 실제 다경간 교량의 내진성능 평가에 미치는 영향을 비교, 분석하는데 목적이 있다.

등가단자유도 방법으로는 Fajfar(1998)가 제안한 N2 방법에서 형상백터를 해석초기에 결정하는 대신 구조물의 응답으로부터 결정하는 방법으로 수정하여 보완한 MN2 방법(Modified N2 method), Song(1997)이 제안한 등가단자유도 방법을 수정하여 교량구조물에 적용한 S1 방법과 S2 방법 그리고 에너지 개념을 도입한 Calvi(1995) 방법 등 4가지의 등가단자유도 방법을 사용하였다.[11] 횡하중 분포방법으로는 등분포하중, 삼각형분포하중, 1차 진동모드하중분포, Code 하중분포, SRSS 조합하중분포 그리고 진동모드별 하중분포 등 6가지의 횡하중 분포를 이용하였다.

각각의 경우에 대하여 비탄성 정적해석을 수행하였으며 이를 역랑스펙트럼 방법에 적용하여 최대변위를 산정하였다. 역랑스펙트럼 방법의 정확성은 탄성설계스펙트럼에 대응하는 10개의 인공지진에 의한 비탄성 시간이력해석의 결과와 비교하여 검증하였다.

2. 횡하중분포 및 등가단자유도 응답 유도

2.1 횡하중 분포방법

본 연구에서는 6가지의 횡하중 분포를 비탄성 정적해석에 사용하여 교량구조물의 응답을 평가하였다. 비탄성 정적해석에 사용된 횡하중 분포들을 요약하면 다음과 같다.

등분포하중

교량구조물의 모든 교각에 작용하는 가속도는 일정하다는 가정을 이용하면 각 교각 상단에 작용하는 하중분포는 등분포의 형태를 가진다.

삼각형분포하중

교량 구조물에서 가장 큰 변위가 발생할 것으로 예상되는 교각에 최대 하중이 재하되도록 삼각형의 모양으로 횡하중을 분배하는 방법이다.

1차진동모드하중분포

ATC-40 보고서(Applied Technology Council, 1996)에서 제시하고 있는 방법으로 구조물의 응답이 1차 진동모드에 의해 지배된다는 가정하에 구조물의 1차 진동모드 형상과 각 구조요소의 질량의 곱에 비례하여 횡하중을 분포를 결정하는 방법이다.[1] 1차 진동모드에 대한 횡하중 분포는 식 (1)과 같다.

$$C_i = \frac{w_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_i} \quad (1)$$

여기서, C_i 는 횡하중의 상대적인 크기를 나타내는 i 번째 교각의 횡하중 계수이다. w_i 는 i 번째 교각에 작용하는 자중이며 ϕ_i 는 i 번째 교각의 1차 진동모드 형상백터 값이다.

Code하중분포

FEMA-273 보고서(1997)를 비롯한 많은 연구문헌에서 빌딩구조물에 대하여 사용된 방법으로 본 연구에서는 빌딩의 층별 높이 대신 교각의 높이를 이용하였으며, 상부거더의 자중을 집중질량으로 고려한 교량구조물에 맞게 수정하여 식 (2)와 같이 나타내었다.[12]

$$C_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2)$$

여기서, h_i 는 i 번째 교각의 길이를 나타낸다. 그리고 $T < 0.5$ 일때 $k=1$, $T = 2.5$ 일때 $k=2$ 이며 T 가 0.5초와 2.5초 사이일 경우는 k 를 선형보간하여 사용한다.

SRSS조합하중분포

탄성범위에서의 각 모드의 형상백터를 SRSS 방법으로 조합하여 사용하는 방법이다. SRSS 조합 분포식은 식 (3)과 같다.

$$C_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_j m_j)^2} \quad (3)$$

여기서, ϕ_j 는 i 번째 교각에서 j 번째 모드에 대한 형상백터의 크기이며, m_j 은 i 번째 교각에 작용하는 질량을 나타낸다.

진동모드별하중분포

진동모드별 비탄성해석(MPA)에 사용되는 하중 분포로서 고유치해석을 통하여 여러 개의 진동모드형상들을 구하여 각 모드에 따른 하중분포형상을 계산하는 방법이다.[10] MPA 하중 분포는 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$s_n^* = m \phi_n \quad (4)$$

표 1 등가단자유도응답 산정방법

ESODF	등 가 응 답		비 고
	등가하중	등가변위	
MN2	$r^* = c \sum P_i$ $\sum P_i = \psi^T \mathbf{M} \mathbf{1} p = p \sum m_i \psi_i = p m^*$	$u^* = c u_i$	m^* : 유효질량 u^* : 등가단자유도 변위 r^* : 등가저항력
Calvi	$p_c = \sum_{i=1}^n p_i = \sum_{i=1}^n m_i a_i = a_c \sum_{i=1}^n m_i c_i$	$\delta_c = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i}$	m_c : 유효질량 p_c : 등가저항력 δ_c : 등가단자유도 변위
S1	$r(u) = \psi^T \mathbf{R}(\mathbf{X})$	$u(t) = \frac{\psi^T \mathbf{M} \mathbf{X}(t)}{\psi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}$	$r(u)$: 등가저항력 $u(t)$: 등가단자유도 변위
S2	$r(u) = \mathbf{1} \mathbf{R}(\mathbf{X})$	$u(t) = \frac{\psi^T \mathbf{M} \mathbf{X}(t)}{\psi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}$	$r(u)$: 등가저항력 $u(t)$: 등가단자유도 변위

여기서, s_n^* 은 횡하중 형상벡터, m 은 교각 상부에 작용하는 유효질량벡터, ϕ_n 은 모드형상벡터를 나타낸다.

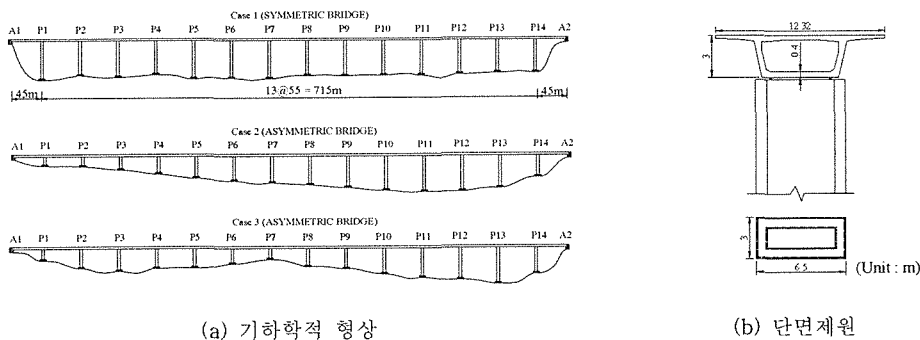
2.2 등가단자유도 방법

역량스펙트럼 방법을 이용하여 다경간 교량의 내진성능을 평가하기 위해서는 구조계를 대표하는 하나의 응답을 등가단자유도계 방법을 이용하여 다자유도 등답들로부터 유도하여야 한다. 본 연구에서는 등가단자유도 방법으로 MN2 방법, Calvi 방법, S1 방법 그리고 S2 방법을 사용하였다. 각 방법들의 내용을 정리하여 표 1에 나타내었다.

3. 예제교량 및 입력지진

교량구조물의 지진응답은 그 구성요소 자체의 거동특성뿐만 아니라 각 구성요소들간의 상호작용으로 인하여 상당히 복잡한 거동특성을 나타낸다.

특히, 교각의 수가 많아질수록 다경간 교량에서는 상부구조와 하부구조간의 상호작용 등으로 인하여 보다 복잡한 거동이 발생하고, 고차진동모드의 영향이 상대적으로 증가하게 된다. 따라서 본 연구에서는 다경간 교량에서 발생하는 각 구성요소들간의 상호작용이나 이로 인한 거동특성의 변화를 효과적으로 분석하기 위하여 대상교량을 광주광역시에 위치한 평동교로 선정하였다. 선정된 교량은 연속 PSC-Box 거더교로 총 교장은 805m, 교폭은 12.32m, 내진1등급 교량이다. 또한 일반적으로 많이 사용되는 강제받침을 적용하였고, 경암지반 위에 위치한다고 가정하여 해석을 수행하였다. 해석 대상교량의 단면 형상 및 제원은 그림 1과 같다.그림 1(a)에서 Case 1 교량이 실제 평동교의 형상이며 교각의 높이 따른 실제 교량의 거동특성을 비교분석하기 위하여 상부구조와 교각의 단면은 동일하며 교각의 높이를 달리한 Case 2 교량과 Case 3 교량을 추가하였다. 그림 1(b)와 같이 모든 교각은 사각형 증공단면으로 구성되었으며, 주철근의 배치는 SD30인 D25의 사용철근 298개를



(a) 기하학적 형상

(b) 단면제원

그림 1 대상교량의 형상 및 단면제원

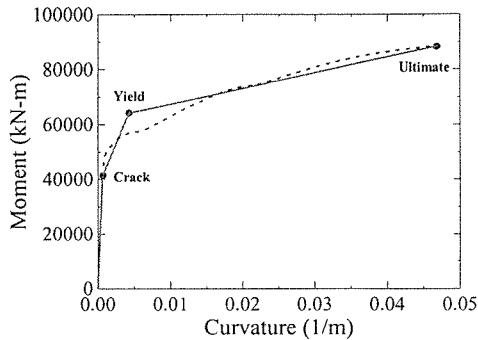


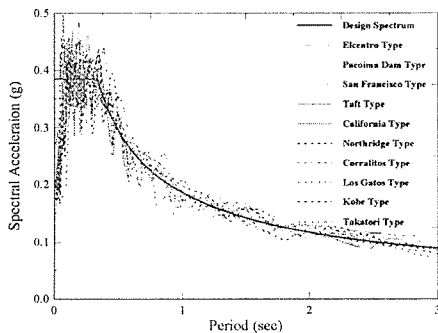
그림 2 교각단면의 모멘트-곡률관계

2단으로 배근하였다. 그림 2에는 교각의 비탄성 거동 특성을 나타내는 교각단면의 모멘트-곡률관계를 나타내었다.

대상교량의 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력 해석은 *IDARC-BRIDGE* 프로그램(Reinhorn, Simeonov, Mylonakis and Reichman, 1998)을 사용하여 수행하였다.[13]

역량스펙트럼 방법에 의한 비탄성 응답의 산정 결과를 비탄성 시간이력 해석결과와 비교하기 위하여 설계스펙트럼에 대응되는 10개의 인공지진을 작성하였다. 10개의 인공지진의 생성을 위하여 10 종류의 실제지진기록을 이용하여 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 *SIMQKE* 프로그램(Gasparini and Vanmarcke, 1976)을 수정한 인공지진생성 프로그램을 이용하여 설계스펙트럼의 형태에 부합하는 인공지진파형을 생성하였다.

설계스펙트럼과 인공지진의 가속도 응답과 변위 응답이 설계스펙트럼과의 일치 정도를 그림 3에 나타내었다. 그림 3으로부터 인공지진 가속도 기록은 비탄성 시간이력해석에 사용하기에 적합하다고 할 수 있다.



(a) 가속도 응답스펙트럼

4.역량스펙트럼해석

교량의 규모가 커지게 되면 교량구조물은 완벽한 대칭 및 비대칭의 형상을 가지는 경우는 드물고 그림 1(a)의 Case 1 교량과 같이 약간의 비대칭성을 가지지만 전체적으로 보면 대칭에 가까운 형상을 가지는 것이 일반적일 것이다. 본 연구에서는 평동교에 대한 역량스펙트럼 해석을 위한 비탄성 정적해석에서 MN2 방법, Calvi 방법, S1 방법 그리고 S2 방법 등의 4가지 등가단자유도 방법을 이용하였다. 횡하중 분포방법으로 등분포하중(Uniform), 삼각형분포하중(Triangular), 1차 진동모드하중분포(First mode), Code 하중분포(Code), SRSS 조합하중분포(SRSS) 그리고 진동모드별 하중분포(MPA) 등의 6가지 방법을 이용하였으며 횡하중 분포 형태는 그림 4에 나타내었다. 그림 4로부터 하중분포 형태는 등분포하중을 제외한 하중분포들의 형태가 삼각형분포 형태와 유사한 경향을 나타내고 있음을 알 수 있으며, 삼각형분포하중은 최대변위가 발생할 것으로 예상되는 위치에 최대값을 재하하므로 Case 1, Case 2 그리고 Case 3의 대상교량들에서 각각 Pier 6번, 11번 그리고 12번 교각에 가장 큰 하중을 재하하였다.

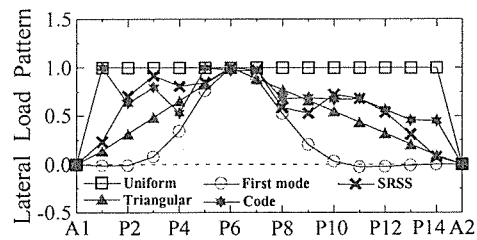
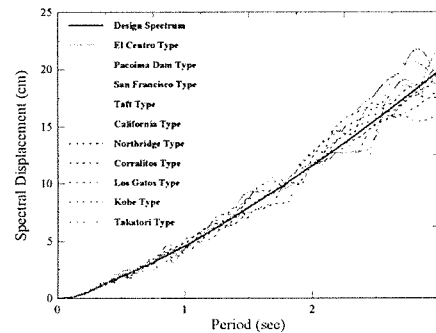


그림 4 횡하중분포

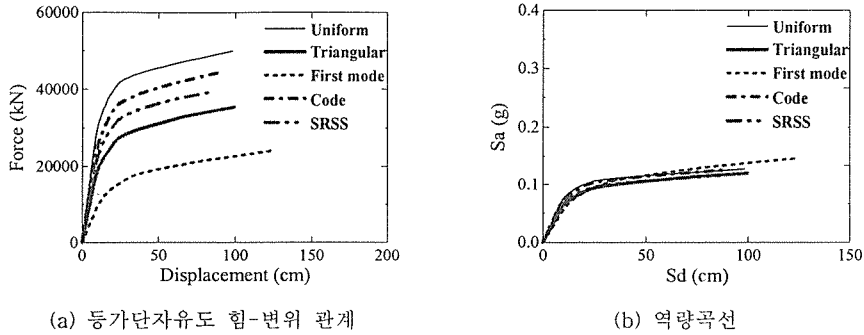
4가지의 등가단자유도 방법과 6가지의 횡하중분포의 영향을 종합적으로 분석할 수 있도록 24개



(b) 변위 응답스펙트럼

그림 3 설계스펙트럼과 인공지진에 대한 응답스펙트럼의 비교

횡하중 분포와 등가단자유도 방법의 영향을 고려한 다경간 교량의 내진성능 평가



(a) 등가단자유도 힘-변위 관계

(b) 역랑곡선

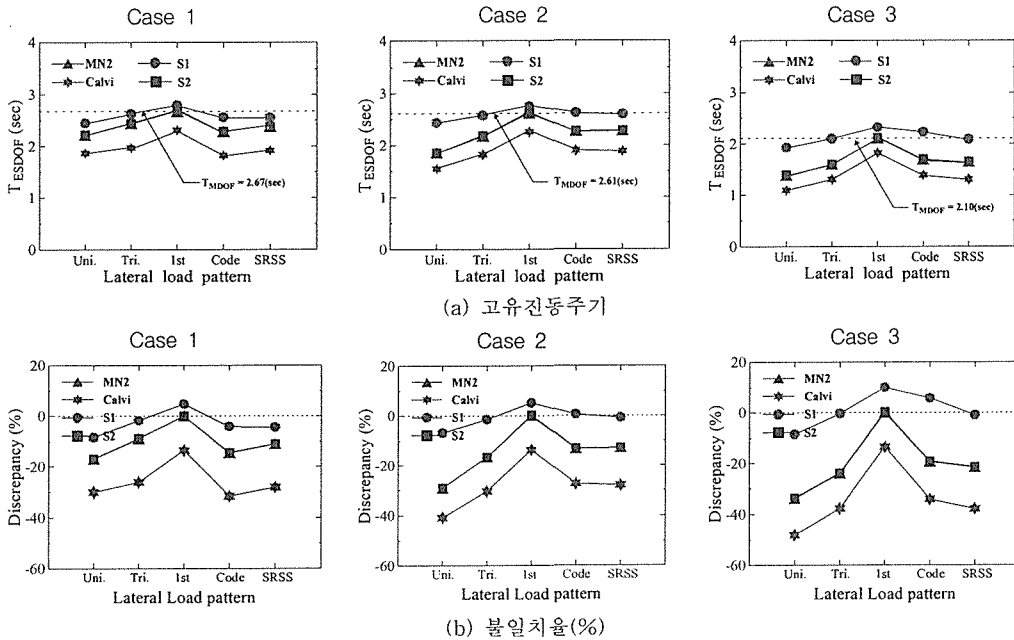
그림 5 Case 1 교량의 힘-변위 관계 및 역랑곡선

경우를 분류하여 실제교량에 적용하였다. 역랑스펙트럼 방법에 의해 교량구조물을 대표하는 하나의 최대변위응답을 평가하기 위해서는 먼저 비탄성 정적해석을 이용하여 각 교각에 대한 비탄성 힘-변위관계를 구하여야 한다. 등가단자유도 전환과정을 이용하여 Case 1교량에 대한 S2 방법에 따른 횡하중 분포방법별 힘-변위관계와 역랑곡선을 그림 5에 나타내었다.

횡하중 분포와 등가단자유도 방법의 조합에 따른 등가 단자유도계의 정확성을 비교하기 위하여, 다자유도 교량의 고유치 해석에 의한 고유진동주기와 하중분포 형태를 고려한 등가 단자유도계의 고유진동주기와와의 불일치율을 그림 6에 나타내었

다. 그림 6(a)에서 점선으로 나타낸 값은 다자유도 교량의 고유치해석으로부터 계산된 1차 진동모드의 주기를 나타낸다. 등가단자유도 방법에 따른 차이만을 비교하면 진동주기는 S1 방법이 다자유도 교량의 고유진동주기와 가장 근접한 등가주기를 산정하고 있으며, 나머지 방법들은 고유진동주기를 과소평가하는 것으로 나타났다. 횡하중 분포의 영향에서는 1차 진동모드하중의 경우가 다른 방법들보다 주기 평가의 정확도가 높게 나타났다. 특히 등가단자유도 방법중 MN2 방법과 S2 방법으로 계산된 고유진동주기는 고유치 해석에 의한 고유진동주기와 일치하는 경향을 나타내고 있다.

등가주기를 산정하는데 있어서는 등가단자유도



(a) 고유진동주기

(b) 불일치율(%)

그림 6 등가단자유도 방법과 횡하중 분포를 고려한 교량의 고유진동주기 비교

방법이 횡하중 분포방법보다 등가단자유도계의 주기의 평가에 더 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 그림 6(b)에서 고유진동주기의 불일치율은 대칭교량과 유사한 형태를 갖는 Case 1 교량의 경우에는 횡하중 분포방법에 따른 차이가 크지 않게 나타나고 있으나 비대칭 형태의 Case 2 교량과 Case 3 의 교량에 대해서는 각 등가단자유도 방법에 따른 차이가 Case 1 교량보다 증가하는 것을 알 수 있다. 이 중에서 등분포하중을 이용하는 경우에는 불일치율이 가장 큰 것으로 나타나고 있는데 이는 비탄성 정적해석의 힘-변위관계를 나타내는 그림 5에서 알 수 있듯이 Case 1 교량보다 Case 2 교량과 Case 3 교량에서 등분포하중의 강성이 다른 방법들에 비해서 크게 산정되기 때문이다. Case 2 교량보다 Case 3 교량의 경우에 불일치율의 정도가 증가하는 것으로 나타났는데 이는 그림 1에서 알 수 있듯이 Case 2 교량에 비해 교량의 비대칭성이 증가하는 Case 3 교량에서 고차진동모드의 영향이 더 커지기 때문인 것으로 판단된다.

대상교량에 대한 등분포하중을 사용한 역량스펙트럼 방법의 적용 예를 그림 7에 나타내었다. 등가단자유도 방법과 횡하중 분포방법을 고려한 역량스펙트럼 해석과 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위값을 비교하여 그림 8에 나타내었다. 그림 8(a)는 등가단자유도 방법에 따른 역량스펙트럼 방법을 이용하여 산정한 시스템변위의 추정치와 최대변위가 발생하는 교각의 변형형상을 곱하여 실제 교각에 발생하는 최대변위로 산정하였다.

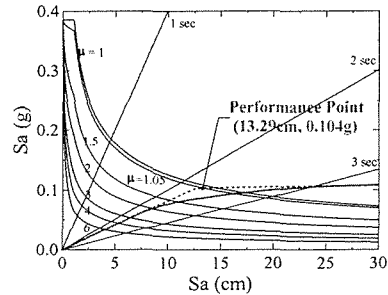


그림 7 Case 1 교량의 역량스펙트럼 해석 예

그림 3에 나타난 10개의 인공지진파형을 이용한 비탄성 시간이력해석의 최대변위 평균값을 Case 1, Case2 그리고 Case 3교량에 대하여 각각 17.52cm, 17.50cm 그리고 14.56cm로 산정하였으며, 이 평균값들과 역량스펙트럼 해석에서 계산된 최대변위값과의 차이를 불일치율로 나타내어 역량스펙트럼 방법의 정확성을 평가하였다.

그림 8(a)에서 점선은 비탄성 시간이력해석의 최대변위의 평균값을 나타내며 계산된 변위응답값이 점선보다 위쪽에 있으면 역량스펙트럼 해석의 결과값이 비탄성 시간이력해석에 비하여과대평가함을 나타내고 반대의 경우는 과소평가함을 의미한다. 각 교량형식에 대하여 MN2방법, Calvi 방법 그리고 S2방법은 횡하중 분포방법에 따라 최대

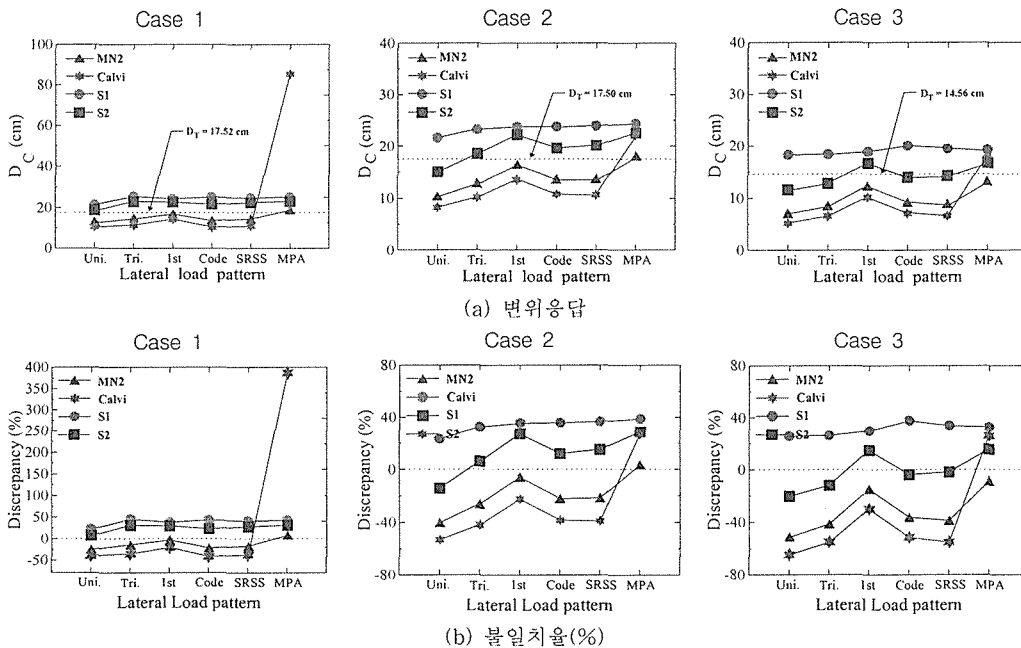


그림 8 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석에 의한 비탄성 변위응답의 비교

변위가 차이를 나타내고 있으나, S1 방법은 모든 교량형식에 대하여 횡하중 분포방법에 따른 최대 변위응답의 차이가 작게 나타났다. 이는 역량스펙트럼 방법이 역량곡선과 요구도 곡선을 하나의 그래프에 나타내어 설계지진에 대한 구조물의 최대응답을 구하는 방법이므로 S1방법에 의한 역량곡선이 횡하중 분포방법에 따른 차이가 작기 때문이다.

비탄성 정적해석에서 MPA 하중 분포를 사용하여 Calvi방법으로 등가응답을 산정하는 경우에 모든 교량형식에서 다른 횡하중 분포를 사용할 경우보다 최대변위값이 상당히 크게 계산되었다. 이는 MN2 방법은 등가응답을 산정할 때 모두 형상벡터를 고려하여 표 1에서와 같이 등가응답을 계산하지만, Calvi 방법에서는 등가저항력을 계산할 때 단자유도 교량과 등가 단자유도계에 작용하는 하중의 합이 동일하다는 에너지 개념을 도입하기 때문에 각 교각에 작용하는 전단력의 합으로 등가저항력을 산정하며, 표 1에서 등가변위도 비탄성 정적해석으로부터 얻어진 변위응답을 이용하여 계산한다. 따라서 Calvi 방법은 등가응답을 계산할 때 각 모드의 특성을 나타내는 형상벡터를 반영하지 못하므로 정확한 모드의 영향을 고려하지 못한다. 단지 등가주기를 계산할 때 형상벡터를 고려하여

유효질량을 산정하므로 주기계산에 모드의 특성이 다소 반영되는 방법이라고 할 수 있다. 그림 9에는 고유치 해석으로부터 구한 교량의 고유진동주기와 4가지의 등가단자유도 방법을 이용해 계산된 등가단자유도계의 진동주기를 모드별로 비교하여 나타내었다. 그림 9에서 알 수 있듯이 3가지 교량형식에 대해서 S1 방법, S2 방법 그리고 MN2 방법은 고유치 해석의 주기와 비슷한 경향을 나타내고 있으나, Calvi 방법을 이용한 등가 단자유도계의 진동주기는 앞의 값들과 비교해서 상당히 크게 산정한다. 이러한 원인은 등가응답을 계산하는 과정이 비슷한 S2 방법과 Calvi 방법을 비교해보면, 두 방법이 유효강성을 유사하게 산정하기 때문에 유효질량과 유효강성의 함수인 고유진동주기에서 유효질량비를 비교하면 쉽게 알 수 있다.

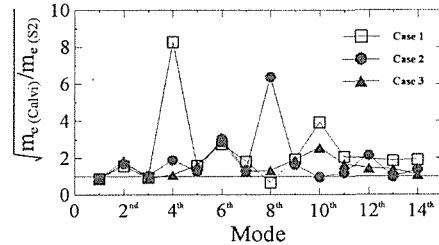
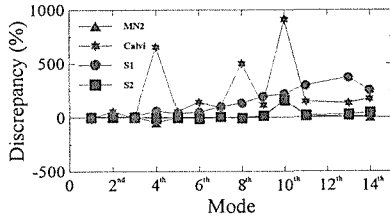


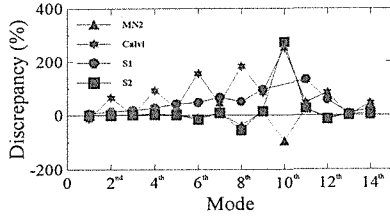
그림 10 S2 방법과 Calvi 방법의 유효질량 비교

그림 10은 Calvi 방법의 유효질량을 S2 방법의 유효질량으로 나눈 비율 모드별로 나타낸 그림이다. 그림에서 알 수 있듯이 대부분 짝수 모드에서는 유효질량비가 1보다 크게 나타나고 있으며 특히 Case 1, Case 2 그리고 Case 3 교량에서 각각 4차, 8차 그리고 10차 모드가 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 앞서서도 언급되었지만 주기는 등가 단자유도 시스템의 최대변위 산정에 영향을 미치므로 MPA 하중분포를 사용하는 경우에는 각 모드에 대해서 각각의 역량스펙트럼 해석을 수행하고 계산된 최대변위를 최대변위 발생교각의 형상벡터를 곱해서 최대변위를 산정하게 된다. 따라서 각 교량형식별로 유효질량비를 크게 산정한 특정 모드가 해당 교량의 최대변위 산정에 지배적인 영향을 미치게 된다. 그러므로 그림9에서 MPA 하중분포를 사용하는 경우에 모든 교량형식에서 Calvi 방법은 다른 등가단자유도 방법보다 큰 최대변위를 나타내게 된다.

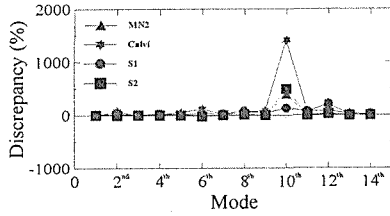
그림 8(b)에 나타난 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위의 비교를 붙일 치우로 나타내었다. 전반적으로 그림 8(a)의 변위응답과 유사한 경향을 보이고 있으며 MPA 하중분포를 사용하는 경우에는 4가지 등가단자유도 방법중에서 MN2 방법으로 계산된 최대변위가 가장



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 9 다자유도계의 주기와 등가단자유도 방법별 고유진동주기 비교

작게 나타나고 있다. 이는 MN2 방법을 이용해 산정된 등가응답은 시스템 전체의 응답이 아니라 최대변위가 예상되는 특성점에서의 즉 특정 교각 하나의 변위를 이용하여 등가응답을 산정하므로 각 모드마다 최대변위가 발생하는 특성점이 변하지만 14개의 모드에 대하여 동일한 위치의 변위를 이용하여 이를 조합한 값으로 최대변위를 산정하므로 교량구조물의 전체적인 비탄성 응답을 반영하지 못하기 때문인 것으로 판단된다.

그림 6의 고유진동주기와 유사하게 그림 8의 최대변위비교에서도 등가단자유도 방법의 영향이 횡하중 분포의 영향보다 등가 구조물의 최대변위 산정에 더 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 이는 교량의 길이가 길어지고 교각의 수가 증가하게 되면 횡하중 분포의 차이는 작아지기 때문에 하중분포 형태의 영향이 역량스펙트럼 방법의 정확성에 미치는 영향도 작아진다. 반면 등가단자유도 방법에 따라서 불일치 정도가 큰 차이를 나타내고 있는데 이는 등가단자유도 방법은 다자유도 응답을 하나의 단자유도 응답으로 축소하는 과정이므로 교각의 개수가 증가할수록 정확성은 보다 더 저하되기 때문인 것으로 판단된다.

또한 MPA 하중분포를 사용하는 경우에는 등가 단자유도 방법으로 계산된 최대변위값들의 분포가 다른 횡하중 분포의 경우보다 상대적으로 작게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 MPA 하중분포는 다중모드 하중분포이기 때문에 각 진동모드에 대한 비탄성 변위응답을 구한 후에 이를 SRSS 조합 방법에 의하여 모드별 응답을 조합하여 최종 변위응답을 구하는 방법이다. 따라서 대상교량의 각 모드에 대한 영향을 반영할 수 있으므로 1차 진동모드가 지배적인 역량스펙트럼 방법의 단점을 보완하여 1차 진동모드뿐만 아니라 고차진동모드의 영향까지도 고려할 수 있는 방법이라 판단된다.

6. 결론

실교량에 대하여 다양한 등가단자유도 방법과 횡하중 분포방법을 이용하여 교량구조물에 대한 비탄성 정적해석을 수행하여 비탄성 힘-변위응답을 구한 후에 이를 역량스펙트럼방법에 적용하여 최대 비탄성 변위응답을 평가하였다. 이를 인공지진에 대한 비탄성 시간이력해석 결과와 비교분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 교각의 개수가 많아질수록 고차진동모드의 영향이 증가하기 때문에 하나의 진동모드만을 고려하는 개념과 유사한 역량스펙트럼해석의 결과는 교각의 수가 많아질수록 정확성이 떨어질 수 있다. 이를 위해 MPA 하중분포를 사용하는 경우에는

MPA 하중분포는 다중모드 하중분포이기 때문에 각 진동모드에 대한 비탄성 변위응답을 구한 후에 이를 SRSS 조합방법에 의하여 모드별 응답을 조합하여 최종 변위응답을 구하는 방법이다. 따라서 대상교량의 각 모드에 대한 영향을 반영할 수 있으므로 1차 진동모드가 지배적인 역량스펙트럼 방법의 단점을 보완하여 1차 진동모드뿐만 아니라 고차진동모드의 영향까지도 고려할 수 있는 방법이라 판단된다.

2) 등가단자유도 방법의 영향이 횡하중 분포의 영향보다 등가 구조물의 최대변위 산정에 더 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 이는 교량의 길이가 길어지고 교각의 수가 증가하게 되면 횡하중 분포의 차이는 작아지기 때문에 하중분포 형태의 영향이 역량스펙트럼 방법의 정확성에 미치는 영향도 작아진다. 반면 등가단자유도 방법에 따라서 불일치 정도가 큰 차이를 나타내고 있는데 이는 등가 단자유도 방법은 다자유도 응답을 하나의 단자유도 응답으로 축소하는 과정이므로 교각의 개수가 증가할수록 정확성은 보다 더 저하되기 때문인 것으로 판단된다.

3) 등가단자유도 방법에서 Calvi 방법을 이용하여 등가응답을 산정할 경우에는 이 방법이 구조물의 비탄성 거동 특성을 나타내는 형상벡터를 고려할 수 없기 때문에 고차진동모드의 영향이 큰 구조물에서는 등가응답을 과대평가할 수 있다. 따라서 Calvi 방법을 사용하여 등가응답을 계산할 경우에는 신중한 주의가 필요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

- [1] Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings, *ATC-40 Report*, Redwood city, California, 1996
- [2] Rothe, D. and Sozen, M.A., A SDOF model to study nonlinear dynamic response of large and small-scale R/C test structures, *Structural research serie no. 512*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urban-Champaign, Urban, 1983
- [3] Qi, X. and Moehle, J.P., Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes, *Report No. UCB/EEERC-91/02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [4] Miranda, E., Seismic evaluation and upgrading of existing buildings, *Ph.D. Thesis*, Unversity

- of California, Berkeley, 1991.
- [5] Fajfar, P. and Gaspersic, P., The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 25, No. 1, pp.31-46, 1996
 - [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] Krawinkler, H. and Seneviranta, G.D.P.K., Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, Vol. 20, No.4-6, pp. 452-464, 1998
 - [9] Chopra, A.K. and Goel, R.K., A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation, *Report No. PEER 2001/03*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2001
 - [10] 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
 - [11] 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
 - [12] Applied Technology Council (1997) NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building (FEMA 273), and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274), *ATC 33*, Redwood city, California.
 - [13] Reinhorn, A.M., Simeonov, V., Mylonakis, G. and Reichman, *IDARC-BRIDGE* : a computational platform for seismic damage assessment of bridge structures, *Technical Report MCEER-98-0011*, State University of New York at Buffalo, 1998