

# 스카이브릿지로 연결된 벨트월이 있는 고층건물의 효율적인 동적해석

## Efficient Dynamic Analysis of High-rise Buildings Having Belt Walls Connected by a Sky-Bridge

이 동 근\*      김 현 수†      양 아 람\*\*      고 현\*\*\*  
Lee, Dong-Guen      Kim, Hyun-Su      Yang, Ah-Ram      Ko, Hyun  
(논문접수일 : 2009년 2월 12일 ; 심사종료일 : 2009년 5월 25일)

### 요 지

스카이브릿지의 연결시스템은 일반적으로 매우 큰 비선형성을 가지고 있으므로 연결된 건물의 동적거동을 정확하게 예측하여 스카이브릿지를 설계하기 위해서는 경계비선형 시간이력해석이 필요하다. 그러나 일반적인 유한요소 해석모델을 사용하여 전체 고층건물을 모형화하고 설계를 위하여 반복적인 경계비선형 시간이력해석을 수행한다면 해석에 소요되는 노력과 시간이 매우 클 것이다. 따라서 본 연구에서는 스카이브릿지로 연결된 고층건물의 효율적인 동적해석 및 진동제어 성능 평가를 위하여 벨트월의 효과를 고려한 등가의 캔틸레버모형을 제안하였다. 제안된 등가모형의 효율성 및 정확성을 검토하기 위하여 스카이브릿지로 연결된 49층과 42층 건물을 예제구조물로 사용하였고 풍하중에 대한 경계비선형 시간이력해석을 수행하였다. 해석결과 제안된 등가모형을 사용하면 스카이브릿지로 연결된 고층건물의 동적응답을 매우 효율적으로 파악할 수 있다는 것을 확인하였다.

**핵심용어** : 스카이브릿지, 벨트월, 진동제어, 등가모형, 고층건물, 시간이력해석

### Abstract

In the design of a sky-bridge, repetitive boundary nonlinear time history analyses are required to accurately predict dynamic behaviors of the connected buildings because the connection systems of a sky-bridge usually have high nonlinearity. If a conventional finite element model for entire high-rise buildings is used for repetitive boundary nonlinear time history analyses, computational efforts could be significant. In this study, an equivalent cantilever model considering the belt-wall effect has been proposed for an efficient dynamic analysis and a performance evaluation of vibration control of high-rise buildings connected by a sky-bridge. To verify the accuracy and efficiency of the proposed equivalent model, boundary nonlinear time history analyses of 49- and 42-story example buildings connected by a sky-bridge have been performed for wind excitation. Based on the analytical results, it has been verified that the proposed equivalent model can provide accurate dynamic responses of building structures connected by a sky-bridge with significantly reduced computational efforts.

**Keywords** : sky-bridge, belt-wall, vibration control, equivalent model, high-rise buildings, time history analysis

### 1. 서 론

근래의 고층건축물은 세장화, 경량화의 추세로 인하여 횡하중에 의한 진동 문제가 중요하게 대두되는데, 이러한 문제

를 해결하기 위하여 지금까지 다양한 진동제어장치가 개발되어 왔다(김한상 등, 2009; 박지형 등, 2008). 그 중 점탄성 감쇠기와 같은 수동 감쇠기는 신축 건물이나 기존의 건물에 관계없이 설치 및 운용이 용이하고 경제성이 뛰어나기 때문

† 책임저자, 정회원 · 선문대학교 건축학부 전임강사  
Tel: 041-530-2315 ; Fax: 041-530-2839  
E-mail: hskim72@sunmoon.ac.kr

\* 정회원 · 성균관대학교 건축공학과 교수

\*\* 삼성엔지니어링(주) 토목건축팀 사원

\*\*\* 학생회원 · 성균관대학교 건축공학과 박사과정

• 이 논문에 대한 토론을 2009년 8월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2009년 10월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

에 고층건물의 지진 및 풍응답을 저감시키기 위하여 많이 사용되고 있다. 이러한 수동 감쇠기는 일반적으로 층간변위나 층간속도가 큰 곳에 설치된다. 감쇠기는 일반적으로 여러 가지 형태의 브레이스와 함께 설치된다. 이때 브레이스는 건물의 외관이나 외부 조망, 실내에서의 시야 등을 좋지 않게 할 수 있고, 건축주나 설계자가 생각하는 실의 용도에 방해가 될 수도 있는 단점을 가진다. 최근의 고층건축물은 경제적인 이유 등으로 인하여 좁은 대지에 매우 인접하여 배치되는 경향이 있는데, 이러한 인접건물 사이에는 화재와 같은 비상시에 대피 및 피난통로의 용도로 스카이브릿지가 많이 설치되고 있다. 이렇게 건축적인 목적으로 사용되고 있는 스카이브릿지를 이용하여 고층건물의 진동제어능을 향상시킬 수 있다면 브레이스와 함께 추가적으로 설치되는 수동 감쇠기로 인하여 발생하는 문제점을 해결할 수 있을 것이다. 인접건물의 진동제어에 대한 방법은 몇몇 연구자들에 의하여 연구된 바 있는데, 이 방법의 원리는 두 건물의 고유진동수 차이와 같은 동적특성의 차이를 이용하는 것으로써 서로 다른 주기로 진동하는 각각의 건물에서 발생하는 동적응답이 상호간의 응답을 상쇄시키도록 하여 전체적인 구조물의 진동응답이 저감되도록 유도하는 것이다(김현수 등, 2008). Zhang과 Xu(1999)는 복소모드 중첩법을 이용하여 점탄성감쇠기로 연결된 인접건물의 동적특성 및 지진응답을 분석하였다. 그들은 점탄성감쇠기가 적절하게 설계된다면 모드감쇠비가 증가하여 연결된 두 건물의 지진응답이 크게 줄어들 수 있음을 보여주었다. Yang과 Lu(2003)는 유체점성감쇠기로 연결된 5층과 6층 건물의 지진응답을 실험적으로 검토하였다. 이 연구에서는 감쇠기를 통하여 두 건물을 연결하여도 건물의 고유진동수는 거의 변화가 없지만 지진응답은 크게 저감시킬 수 있음을 나타내었다. Xu와 Yang(2003)은 유체감쇠기로 연결된 건물의 비탄성 지진응답에 대한 연구를 수행하였다. 그들의 연구에서는 유체감쇠기로 연결된 철골건물의 탄소성 지진응답을 감쇠기가 있을 때와 없을 때로 나누어 비교하였고 유체감쇠기의 제어능을 평가하였다. Johnson 등(2002)은 신축이음 위치에 점성감쇠기를 설치하여 지진하중에 대한 구조물의 응답저감 효과를 검토하였다. 이와 같이 인접한 건물의 제어에 대한 기존의 연구는 스카이브릿지를 이용하지 않고 두 건물을 감쇠기로 직접 연결하여 제어능을 검토해 본 것이 대부분이다. 그러나 건축적 용도로 설치된 스카이브릿지를 이용하여 구조물의 진동제어에 활용한다면 경제적으로 보다 우수한 효과를 얻을 수 있을 것이다. 인접건물의 진동제어에 대한 기존의 연구는 주로 진동제어 원리를 분석하거나 연결부에 사용되는 진동제어 장치 특성 및 설치위치에 따른 진동제어 성능검토를 위주로 수행되었다.

이때 사용된 예제모델들은 실제 구조물을 그대로 모델링한 경우와 해석의 편의를 위하여 2차원 전단건물로 모델링한 경우가 대부분이다. 그러나 2차원 전단건물 모델로는 실제의 구조물에서 발생할 수 있는 문제들을 검토하기 어렵다. 진동 제어를 위한 스카이브릿지의 설계시에는 다양한 스카이브릿지 연결시스템을 적용하여 그 효과를 분석하는 과정이 필요하고 이를 위해서는 반복적인 구조해석 과정이 요구된다. 일반적으로 스카이브릿지의 연결시스템은 매우 큰 비선형성을 가지고 있으므로 연결된 건물의 동적거동을 정확하게 예측하기 위해서는 경계비선형 시간이력해석이 필요하다. 하지만 일반적인 3차원 유한요소 해석모델을 사용하여 전체 고층건물을 모형화하고 반복적인 경계비선형 시간이력해석을 수행한다면 해석에 소요되는 노력 및 시간이 매우 클 것이다. 이러한 문제점을 해결하고 고층건축물의 효율적인 동적해석을 수행하기 위한 연구가 자유도 응축기법을 사용하여 주로 이루어지고 있다(Archer, 2001; Kim 등, 2005). 이러한 기법에 근거하여 수피요소 및 메가요소를 개발함으로써 단위모듈이 반복적으로 사용되는 초고층 구조물의 효율적인 동적해석 기법에 대한 연구도 다양하게 진행 중이다(김현수 등, 2006). 그러나 이러한 연구는 엔지니어가 유한요소이론에 정통하고 자체개발한 해석모듈을 보유하고 있어야만 실무에 적용이 가능하고 일반적인 상용프로그램으로는 활용하기가 불가능하다. 따라서 일반 상용 구조해석프로그램에서도 적용이 가능한 고층건물의 효율적인 동적해석 기법이 필요할 것이다. 본 연구에서는 MIDAS/GEN을 이용하여 구조해석을 수행하였다.

본 연구에서는 전술한 문제점들을 보완하기 위하여 스카이브릿지로 연결된 구조물의 효율적인 3차원 동적해석모델을 제안하였다. 이를 위하여 원형 유한요소 해석모델의 응답과 유사한 동적 거동을 나타내는 3차원 등가 캔틸레버모델을 개발하였다. 개발한 등가모델은 일반적인 상용 구조해석프로그램에서 활용할 수 있도록 하여 연구결과의 활용성을 고려하였다. 고층건물의 스카이브릿지가 설치되는 층에는 구조적 안전성을 높이기 위하여 벨트월이나 벨트트러스가 설치되는 경우가 많으므로 본 연구에서는 이러한 효과를 고려하여 등가의 모델을 개발하였다. 본 연구에서는 2008년 10월 현재 목동에 건설되고 있는 스카이브릿지로 연결된 49층 및 42층 주상복합건물을 예제구조물로 선택하여 제안한 등가모델의 정확성을 검토하고 스카이브릿지를 활용한 진동제어효과를 검토하였다. 예제구조물을 연결할 스카이브릿지의 연결시스템을 결정하기 위하여 두 개의 등가 단자유도 구조물을 이용하여 파라미터 스터디를 수행하였다. 수치해석은 MIDAS/Gen을 사용하여 수행하였고 연결시스템의 정확한 거동모사를 위

하여 경계비선형 시간이력해석을 실시하였다. 수치해석시 El Cento(1940, N90E) 지진 데이터를 이용하여 지진응답 제어성능을 평가하였으며 풍동실험을 통하여 얻은 풍하중 시간 이력데이터를 이용하여 내풍성능을 검토하였고 원형 유한요소모델과 등가모델의 응답을 비교하여 제안된 등가모델의 효용성을 검토하였다.

## 2. 스카이브릿지로 연결된 구조물의 진동제어 성능검토

### 2.1 예제구조물

본 연구의 예제구조물은 서울시 양천구에 시공되고 있는 RC조의 주상복합건물로서 49층과 42층 구조물이 스카이브릿지로 연결되어 있다. 예제구조물을 일반적인 유한요소 해석모델로 구성하여 그림 1에 나타내었다. 예제구조물과 같이 두 구조물의 높이가 다른 경우는 고유진동주기 차이가 발생하고 이로 인하여 각각의 구조물이 서로 다른 동적거동을 보일 것으로 예상할 수 있다. 이러한 두 구조물이 강접합으로 연결된다면 전체 구조물의 비정형성이 커지게 되어 구조적 안정성 확보가 어려우므로 적절한 베어링을 사용하여 스카이브릿지와 구조물을 연결한다. 예제구조물에서는 납을 삽입한 Lead Rubber Bearing(LRB)과 1방향 선형베어링인 LM Guide를 이용하여 두 구조물과 스카이브릿지를 연결하였다. 두 구조물간 거리는 10~15m이며, 철골조의 스카이브릿지가 34층에서 연결된다. 예제구조물은 스카이브릿지 외에도 8층 이하의 저층부가 일반적인 주상복합건물과 같이 하나로 붙어있다. 예제구조물의 주요 구조시스템은 횡력에 저항하는 내부 코어와 34층의 벨트월로 구성된다.

### 2.2 단자유도 모델 구성

본 절에서는 스카이브릿지로 연결된 구조물의 진동제어 가능성을 검토하기 위하여 지진하중을 사용한 시간이력해석을 수행하였다. 파라미터 연구를 위하여 예제구조물을 단자유도 모델로 단순화하였으며 스카이브릿지 연결부의 강성과 감쇠력을 다양하게 적용하였다. 이를 통하여 스카이브릿지 연결부의 강성과 감쇠력에 따른 동적응답 변화를 살펴보고 단자유도 모델을 사용하였을 때의 한계점을 알아보았다. 사용한 단자유도 모델을 그림 2에 나타내었다. 왼쪽 구조물은 42층 건물을, 오른쪽은 49층 건물을 나타낸다. 단자유도 모델의 질량과 고유진동주기는 그림 1의 원형 유한요소모델과 같도록 조절하였다. 이때 두 구조물의 고유진동주기 차이는 단자유도 모델의 강성 조절을 통하여 나타내었다.

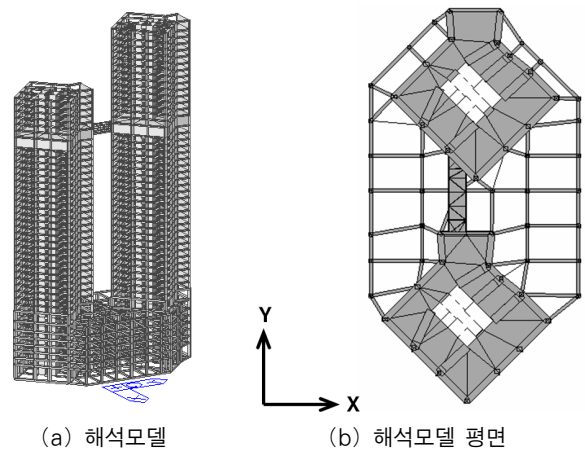


그림 1 예제구조물

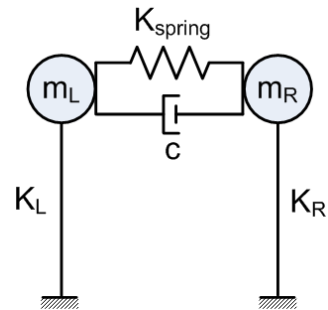


그림 2 단자유도 모델

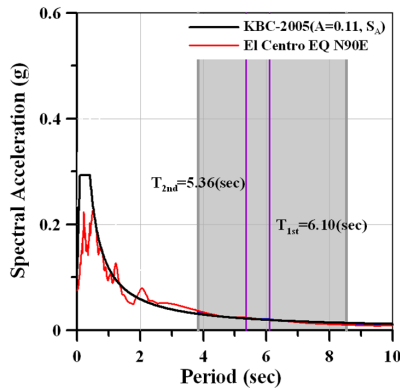
표 1 연결특성에 따른 단자유도 모델

$K_{spring}$ (kN/cm)	$c$ (kN·sec/cm)
5	0, 50, 100, 200
10	0, 50, 100, 200
20	0, 50, 100, 200

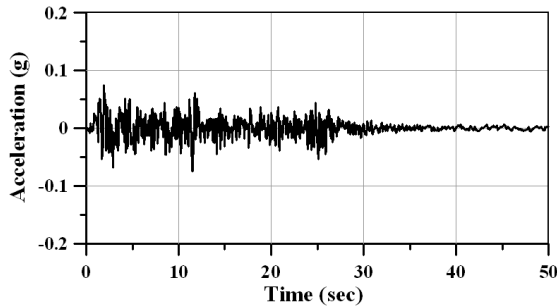
단자유도 모델은 인접건물의 진동제어에 관한 기존 연구의 해석모델과 같이 스카이브릿지를 사용하지 않고 두 구조물을 스프링과 감쇠기로 직접 연결하였다. 단자유도 모델을 연결하는 스프링은 스카이브릿지 연결부의 강성을 표현하는 것이다. 스프링의 강성  $K_{spring}$ 은 5kN/cm, 10kN/cm, 20kN/cm로 변화시켰다. 또한 예제구조물에 감쇠기를 추가로 설치하였을 때 응답의 변화를 살펴보기 위하여 감쇠력  $c$ 는 0kN·sec/cm, 50kN·sec/cm, 100kN·sec/cm, 200kN·sec/cm를 사용하였다. 본 연구에서 사용한 스카이브릿지의 연결부 특성에 따른 단자유도 모델을 표 1에 나타내었다.

### 2.3 스카이브릿지 연결부의 강성과 감쇠에 따른 응답 비교

두 건물을 연결하는 연결시스템의 강성과 감쇠의 변화에 따른 구조물의 응답을 검토해보기 위하여 지진하중을 이용한



(a) 응답스펙트럼



(b) 가속도 시간이력

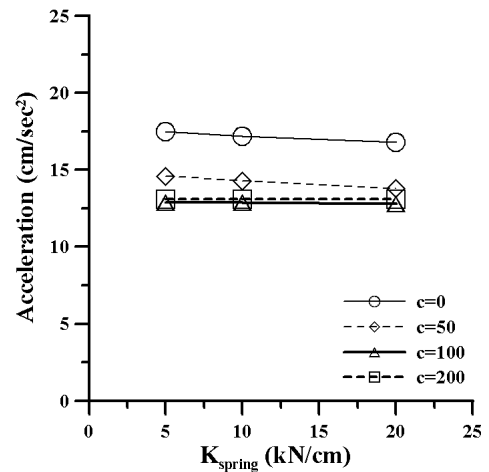
그림 3 El Centro 지진(1940, N90E)

시간이력해석을 수행하였다. 시간이력해석에서는 El Centro 지진하중(1940, N90E)을 건설교통부 고시 건축구조설계기준(KBC, 2005)의 설계응답스펙트럼을 기준으로 조정하여 사용하였다. 스카이브릿지가 연결되지 않은 경우에 예제구조물의 1, 2차 고유진동주기는 각각 6.10초, 5.36초이다. 따라서 그림 3(a)에 나타난 바와 같이 구조물의 동적거동에 가장 큰 영향을 주는 진동수대역( $5.36/\sqrt{2}$ - $6.10/\sqrt{2}$ )의 지진응답스펙트럼과 설계응답스펙트럼의 면적이 같도록 지진하중을 조정하였다. 이렇게 조정된 지진하중의 가속도 시간이력을 그림 3(b)에 나타내었다. 설계응답스펙트럼 작성 시 지역계수 및 지반종류는 대상건물이 건설될 대지를 기준으로 삼아 0.11 및  $S_A$ 를 사용하였다.

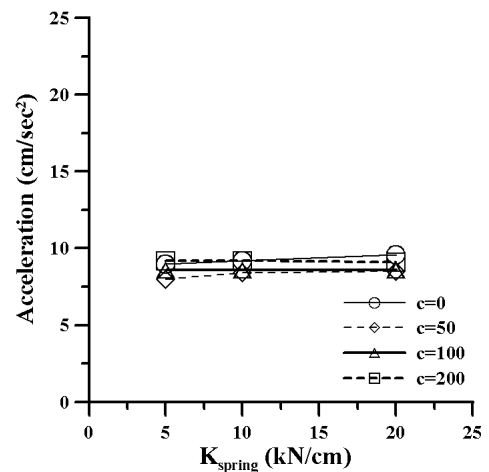
수치해석을 통해서 얻은 지진하중에 대한 구조물의 최대응답을 표 2와 그림 4, 5에 나타내었다. 추가적인 감쇠력이 없는 모델에서는 스프링의 강성  $K_{spring}$ 이 커질수록 왼쪽 구조물(42층 구조물)의 응답은 감소하고 오른쪽 구조물(49층 구조물)의 응답은 증가하는 경향을 보였다. 그러나 감쇠력이 큰 모델일수록 강성에 따른 구조물의 응답은 큰 변화가 없었다. 반면에 감쇠력  $c$ 가 증가하면 변위응답과 가속도응답 모두 눈에 띄게 감소하는 것을 확인할 수 있다. 그러나 감쇠력의 증가가 반드시 응답의 감소로 이어지지는 않았다. 오른쪽 구조물의 가속도응답을 살펴보면 일정 수준을 넘어서는 감쇠

표 2 El Centro지진하중에 대한 최대응답

$K_{spring}$ (kN/cm)	$c$ (kN·sec/cm)	최대변위 (cm)		최대가속도 (cm/sec <sup>2</sup> )	
		왼쪽	오른쪽	왼쪽	오른쪽
5	0	17.6	19.0	17.5	9.0
	50	14.0	16.6	14.6	8.0
	100	12.2	15.7	12.9	8.6
	200	11.0	14.3	13.1	9.2
10	0	17.2	19.1	17.2	9.2
	50	13.9	16.6	14.3	8.4
	100	12.2	15.8	12.9	8.6
	200	11.0	14.4	13.1	9.2
20	0	16.4	19.5	16.8	9.6
	50	13.6	17.0	13.8	8.5
	100	12.2	15.9	12.8	8.6
	200	10.9	14.6	13.1	9.1



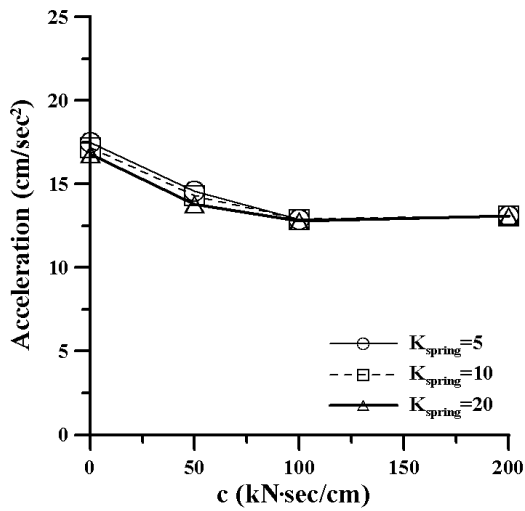
(a) 왼쪽 구조물



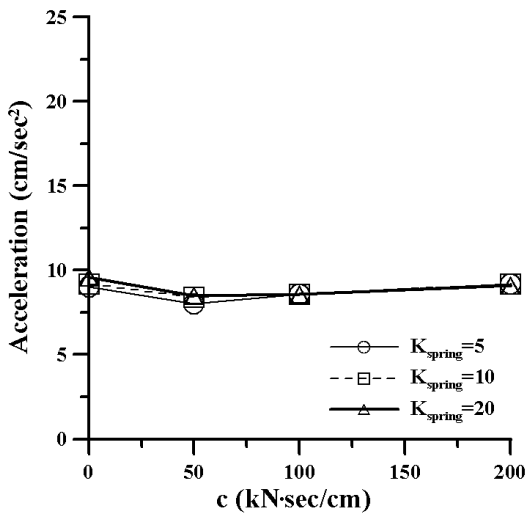
(b) 오른쪽 구조물

그림 4 강성에 따른 최대가속도응답

력은 오히려 응답을 증가시키는 경향을 보인다. 즉, 스카이브릿지로 연결된 구조물의 응답을 감소시키기 위해서는 반복적인 파라미터 연구를 통하여 적절한 연결시스템을 설계하는



(a) 왼쪽 구조물



(b) 오른쪽 구조물

그림 5 감쇠력에 따른 최대가속도응답

것이 중요하다는 것을 알 수 있다. 기존의 많은 연구에서는 본 절에서와 같이 실제구조물을 2차원의 단자유도 모델로 단순화하여 감쇠기로 연결된 건물의 진동제어성능을 평가하였다. 이러한 경우에는 스카이버릿지 없이 스프링과 감쇠기만으로 두 동의 구조물이 직접 연결되기 때문에 스카이버릿지의 연결위치나 구조적 특성을 반영한 해석결과를 얻을 수 없다. 또한 스카이버릿지의 직각방향으로 가해지는 하중의 영향이나 직각방향 거동을 확인할 수 없으므로 실제 구조물에서 발생할 수 있는 문제점을 사전에 검토하기 어렵다. 무엇보다도 단자유도 모델은 구조물의 고차모드를 무시하므로 실제구조물과 거동차이가 발생할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 단자유도 모델의 장점인 해석의 효율성을 유지하면서 해석결과와 정확성까지 확보할 수 있는 다자유도 등가모델을 제안하였다.

### 3. 다자유도 등가모델 구성

#### 3.1 캔틸레버모델

본 절에서는 그림 6과 같이 49층 및 42층 예제구조물을 한 부분씩 따로 떼어내어 다자유도의 등가 캔틸레버 모델을 구성한다. 49층과 42층 구조물의 등가모델 구성방식은 동일하므로 49층 구조물을 중심으로 소개한다. 등가모델의 높이는 예제구조물과 동일하고 질량 역시 동일하게 각 층별로 나누어 입력하였다. 구조물의 거동을 지배하는 주요 저차모드(X, Y축 이동 모드와 Z축 회전모드)의 고유진동주기를 원형모델과 맞추기 위하여 캔틸레버의 강성을 조절하였다. 만약, 구조물의 평면 형상이나 기둥의 크기가 각 층별로 차이가 많이 난다면 캔틸레버모델의 강성을 조절할 때 고려하여 주어야 한다. 등분포 횡하중에 대한 원형모델과 캔틸레버모델의

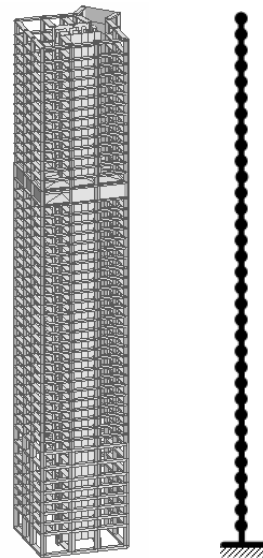


그림 6 원형모델(좌)과 캔틸레버모델(우)

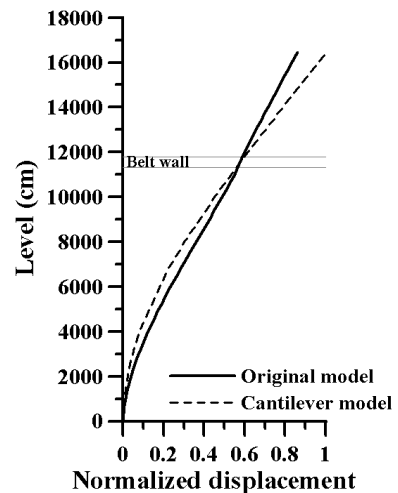


그림 7 캔틸레버모델의 횡변형형상

횡변형 형상을 그림 7에 나타내었다. 구조물의 아래쪽에서는 원형모델의 변위가 큰 편이나, 벨트월을 지나서 위쪽으로 갈수록 캔틸레버모델의 변위가 원형모델의 변위보다 커지는 것을 볼 수 있다. 이는 벨트월의 횡력저항 효과 때문이며 캔틸레버모델은 벨트월의 효과가 전혀 고려되지 못하였다는 것을 그래프를 통하여 알 수 있다. 이 점을 보완하기 위하여 다음 절에서는 벨트월의 회전강성을 고려한 모델을 제시하였다.

### 3.2 벨트월의 회전강성을 고려한 모델

예제구조물에 설치된 벨트월은 외부기둥을 연결하여 일체화함으로써 각 기둥이 개별적으로 작용할 때보다 횡력에 효과적으로 저항한다. 즉, 그림 8에 나타낸 바와 같이 구조물이 횡력을 받을 때 발생하는 벨트월의 회전이 외부기둥의 강성으로 제어된다. 본 절에서는 벨트월의 회전강성을 포함한 캔틸레버모델( $K_1$ )을 개발한다.

$N$ 개의 외부기둥이 벨트월과 연결되어 있을 때, 벨트월의 회전강성은 식 (1), (2)와 같이 표현된다.

$$K_1 = \sum_{i=1}^N P_i \times d_i \tag{1}$$

$$P_i = k_i \times \delta_i = \frac{AE}{L} d_i \theta_1 \tag{2}$$

여기서  $P_i$ 는 외부기둥 하나의 축력을 나타내며,  $d_i$ 는 구조물 도심부터 외부기둥까지의 거리를 말한다.  $P_i$ 는 외부기둥의 축강성  $k_i$ 와 변위  $\delta_i$ 의 곱으로 나타낼 수 있으며,  $A$ 는 외부기둥의 단면적,  $E$ 는 탄성계수,  $L$ 은 외부기둥의 길이,  $\theta_1$ 은 구조물 코어 부분의 회전각이다. 이 때 벨트월의 변형은 없는 것으로 가정한다. 외부기둥에 사용되는 콘크리트의 탄성계수나 외부기둥의 단면크기가 층별로 달라질 경우 각 부분의 회전강성을 각각 나누어 다음과 같이 계산한다.

$$K_1 = \frac{1}{\frac{1}{K_{11}} + \frac{1}{K_{12}} + \dots + \frac{1}{K_{1n}}} \tag{3}$$

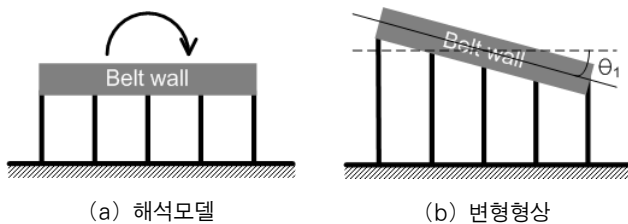


그림 8 벨트월의 회전

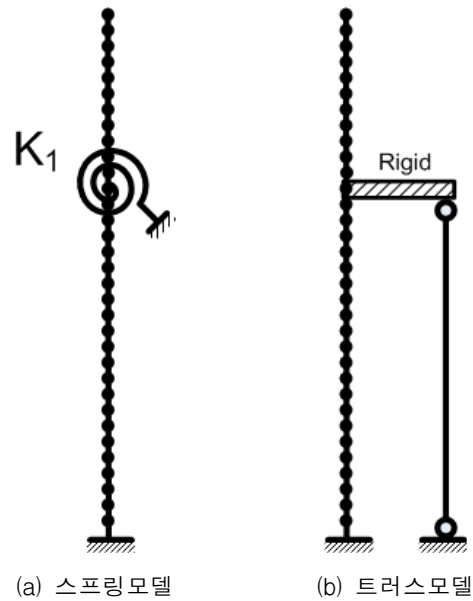


그림 9 벨트월의 효과를 고려하는 방법

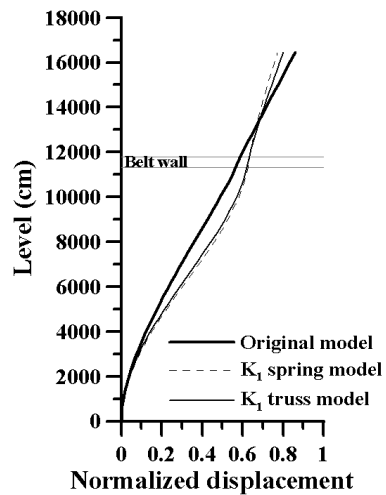


그림 10  $K_1$  모델의 횡변형형상

캔틸레버 모델에 벨트월의 회전강성을 포함하는 방법은 그림 9에 나타낸 바와 같이 두 가지 경우로 생각해 볼 수 있다. 첫 번째 방법은 앞서 계산한 식으로 회전스프링의 강성  $K_1$ 을 그림 9(a)와 같이 벨트월 위치에 추가하는 것이다. 두 번째 방법은 그림 9(b)처럼 캔틸레버모델과 트러스요소를 강체로 연결하는 것이다. 이때 트러스요소는 구조물의 외부기둥을 뜻한다. 두 가지 방식으로 구성된  $K_1$ 모델의 변형형상을 그림 10에 나타내었다. 두 모델의 변형형상을 비교하여 보면 차이가 다소 있지만 벨트월의 횡력저항 효과가 공통적으로 나타나는 것을 확인할 수 있다. 본 연구에서는 모델의 구성이 간편한 첫 번째 방법을 사용하였다. 그림 10을 보면  $K_1$  모델에서 벨트월 횡력저항 효과가 표현되고 있지만 원형모델에 비하여 상당히 과대평가 되었다는 것을 알 수 있다. 이는

회전강성  $K_1$ 을 계산하는 과정에서 벨트월을 변형이 없는 강체로 가정했기 때문에 판단된다. 따라서 다음 절에서는 벨트월의 전단변형을 고려한 모델을 제시한다.

### 3.3 벨트월의 회전강성과 전단변형을 고려한 모델

본 절에서는 벨트월의 회전강성과 전단변형을 고려한 캔틸레버모델( $K_s$ )을 개발하였다. 횡하중을 가하였을 때 발생하는 벨트월의 변형형상을 그림 11에 나타내었다. 그림과 같이 벨트월에 발생하는 변형을 확인하기 위하여 벨트월을 제외한 부분은 강체로 가정하였다. 벨트월의 변형을 고려한 회전강성은 해석모델의 강체부분에 집중하중을 가하였을 때 발생하는 변위  $\Delta$ 와 집중하중  $P$ 를 사용하여 구할 수 있다. 벨트월에 작용하는 집중하중  $P$ 와 벨트월의 높이  $h$ 를 곱하면 벨트월에 발생하는 모멘트  $M$ 을 얻을 수 있다. 벨트월에 전단변형이 발생할 때의 강성  $K_2$ 는  $M$ 을 그림 11(b)의 회전각  $\theta_2$ 로 나눈 것과 같다. 이 과정을 식 (4)~(6)에 나타내었다.

$$K_2 = \frac{P \times h}{\theta_2} \tag{4}$$

$$M = P \times h = K_2 \times \theta_2 \tag{5}$$

$$\Delta = \theta_2 \times h \tag{6}$$

벨트월의 회전강성과 전단변형을 고려한  $K_s$ 모델은 벨트월의 전체 회전강성을 캔틸레버모델의 벨트월 위치에 추가하는 것으로 완성된다. 이때 전체 회전강성  $K_s$ 는 앞서 계산한  $K_1$ 과  $K_2$ 를 이용하여 식 (7)과 같이 구할 수 있다.

$$K_s = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \tag{7}$$

다자유도 등가모델을 구성하려면 원형모델과 정적형변위 뿐만 아니라 고유진동주기를 맞추는 과정이 필수적이다. 앞에서 언급한 바와 같이 등가모델의 고유진동주기는 강성조절을 통하여 일치시킨다. 등가모델의 높이와 탄성계수는 원형

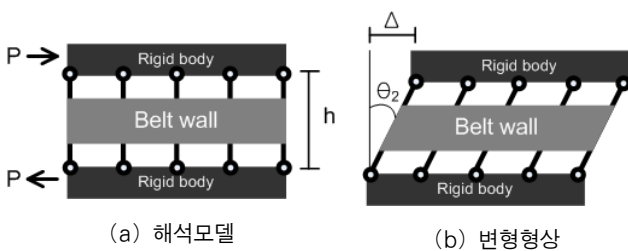


그림 11 벨트월의 변형

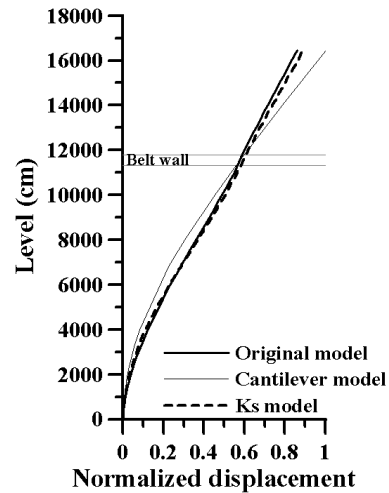


그림 12 모델별 횡변형형상

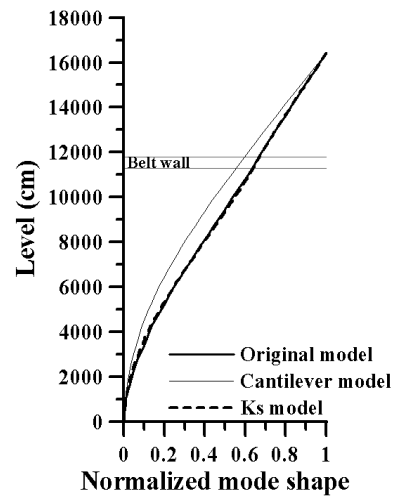


그림 13 모델별 1차 모드 형상

모델과 동일하므로 강성에 변화를 주기 위하여 단면 2차모멘트와 비틀림상수를 조절한다. 이 과정에서 캔틸레버모델은 엔지니어가 임의의 값을 사용하여 고유진동주기를 맞춰주는 반면에  $K_s$ 모델은 예제구조물의 코어가 가지는 단면 2차모멘트와 비틀림상수를 계산하여 등가모델에 적용하였다. 개발된  $K_s$ -모델의 정확성을 확인하기 위하여 그림 12, 13의 모델별 횡변형 형상과 1차 모드 형상을 원형모델과 비교하였다.  $K_s$  모델의 횡변형 형상은 원형모델과 근접한 결과를 나타내며, 구조물의 거동에 큰 영향을 주는 1차 모드 형상 역시 원형모델과 매우 유사함을 알 수 있다. 전술한 내용을 바탕으로  $K_s$  모델은 일반적인 캔틸레버모델에 비하여 원형모델의 특성을 잘 모사하고 있는 것을 확인하였다. 그러므로 본 논문에서는 스카이브릿지로 연결된 등가모델의 구성에  $K_s$ 모델을 사용할 것을 제안한다.

#### 4. 스카이브릿지로 연결된 등가모델

이번 장에서는 벨트월의 회전강성과 전단변형을 고려한  $K_s$  모델을 사용하여 구성된 49층, 42층 구조물을 스카이브릿지로 연결하는 방법에 대하여 설명하였다. 스카이브릿지로 연결된 등가모델의 정확성을 확인하기 위하여 원형모델의 고유치 해석결과와 등가모델의 고유치 해석결과를 비교하였다.

##### 4.1 등가모델 연결방법

예제구조물은 두 곳에서 연결되며 한 곳은 스카이브릿지 연결부이며 다른 한 곳은 8층 이하의 저층부이다. 하나의 부

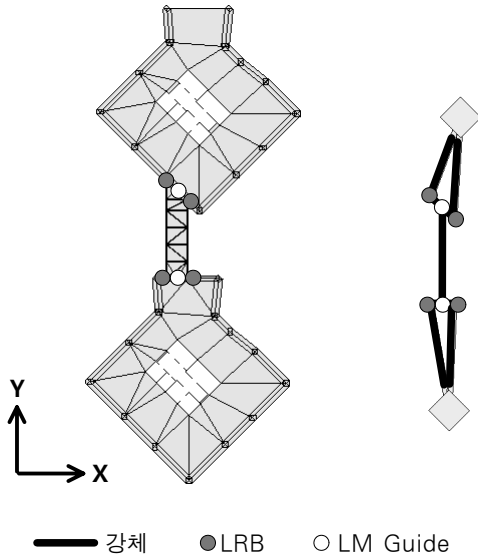


그림 14 원형모델(좌)과 등가모델(우)의 연결부 구성

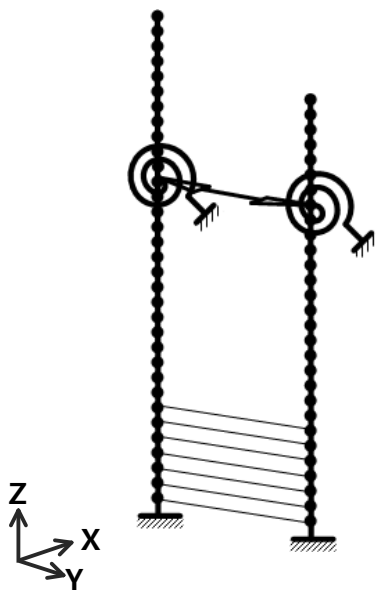


그림 15 스카이브릿지로 연결된 등가모델

표 3 LRB 모델

LRB 모델	초기수평강성 (kN/cm)	항복후 수평강성 (kN/cm)	초기항복하중 (kN)	수직강성 (kN/cm)
N1	32.3	2.6	69.0	1053.5
N2	43.0	4.2	74.0	1378.0

표 4 점성감쇠기 모델

점성감쇠기모델	모델 특징
c0	추가된 점성감쇠기 없음
c50	50kN·sec/cm의 점성감쇠기 4개를 LRB위치에 각각 추가한 모델
c100	100kN·sec/cm의 점성감쇠기 4개를 LRB위치에 각각 추가한 모델
c200	200kN·sec/cm의 점성감쇠기 4개를 LRB위치에 각각 추가한 모델

재로 이루어진 등가모델을 스카이브릿지로 직접 연결하게 되면 실제구조물에서의 연결위치에 따른 효과를 제대로 표현하는 것이 어렵다. 따라서 강체를 이용하여 원형모델의 연결 위치와 동일한 위치에서 스카이브릿지가 연결되도록 하였다. 또한 스카이브릿지도 강체로 가정하여 해석의 효율성을 도모하였다. 스카이브릿지의 강성에 비하여 연결시스템인 LRB와 LM Guide의 강성이 상대적으로 매우 작기 때문에 스카이브릿지를 강체로 모형화하여도 구조물의 거동에는 큰 영향을 미치지 않을 것으로 예상된다. 등가모델의 구성목적은 스카이브릿지 연결시스템에 따른 구조물의 응답을 확인하고 구조물의 효과적인 연결시스템을 결정하는 것이므로, 그에 따라 다양한 LRB와 점성감쇠기 모델을 사용하여 동적해석을 수행하였다. LRB와 점성감쇠기 모델의 특성은 표 3, 4에 나타나 있다. 등가모델의 정확성 검증을 위한 해석에서는 LRB모델과 점성감쇠기 모델로 N2와 c100을 사용하였다. 등가모델의 저층부 연결을 위해서는 그림 15와 같이 강막가정을 통하여 모형화하였다.

##### 4.2 고유치 해석

스카이브릿지로 연결된 등가모델의 정확성을 확인하기 위하여 모델별 모드형상과 고유진동주기를 그림 16과 표 5에 나타내었다. 원형모델과 제안한 등가모델 모두 1, 2차 모드는 49층 구조물의 이동모드이며 3, 4차 모드는 42층 구조물의 이동모드이다. 또한 5, 6차는 각각 49층 구조물과 42층 구조물의 비틀림모드를 나타내고 있다. 단, 등가모델은 하나의 부재로 구성되어있기 때문에 모드형상을 통하여 비틀림모드를 시각적으로 확인하는 것은 어렵다. 그러나 등가모델의 비틀림모드를 질량참여율을 바탕으로 구별할 수는 있다. 등가모델의 고유진동주기는 대체로 원형모델에 비하여 짧은



표 5 모델별 고유진동주기(단위: sec)

모드	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
등가모델	6.09	5.36	4.52	3.68	2.58	2.14	1.45	1.23	0.97	0.91	0.80	0.76	0.62	0.53	0.51
원형모델	6.09	5.36	4.53	3.86	2.65	2.28	1.52	1.22	1.10	1.08	0.87	0.76	0.75	0.58	0.57
캔틸레버 모델	6.16	5.35	4.60	3.69	2.58	2.13	1.11	0.98	0.92	0.83	0.76	0.66	0.53	0.47	0.43

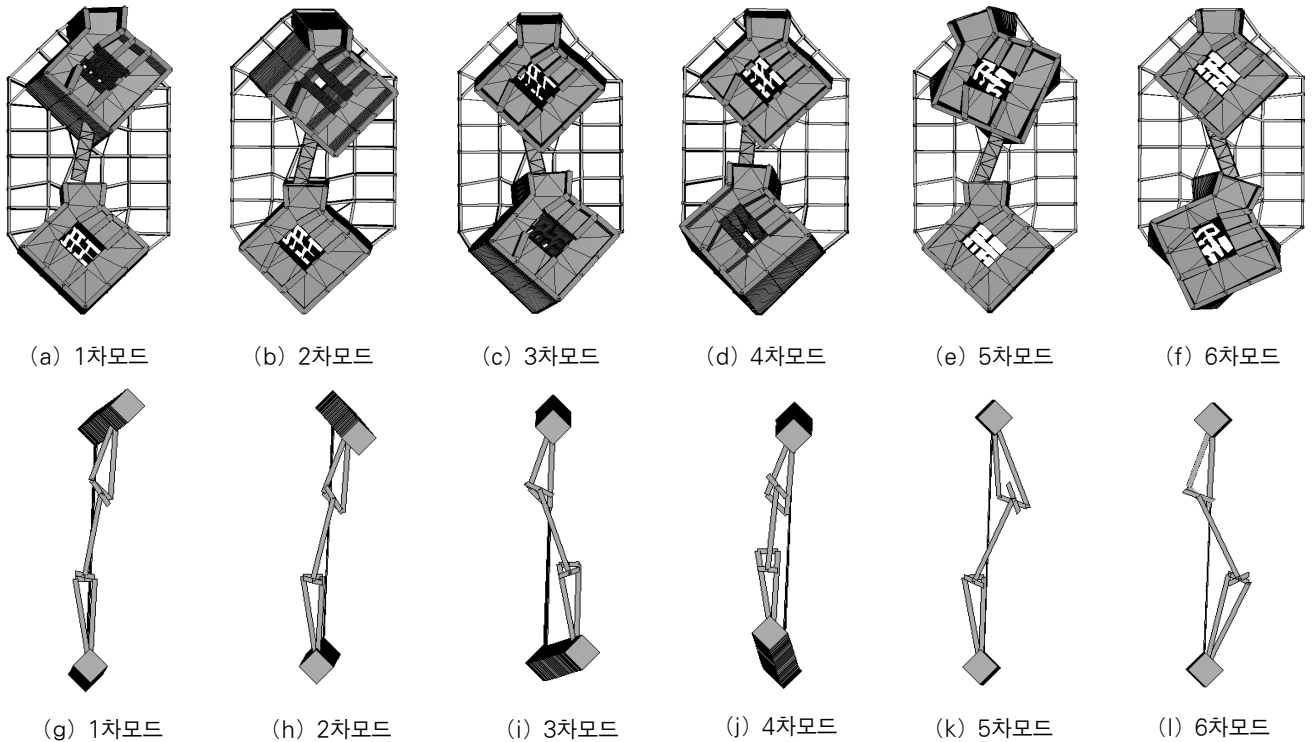


그림 16 원형모델(위)과 등가모델(아래)의 모드형상

편이지만 1~6차 모드의 주기 오차가 0.0~6.0% 사이에 있으므로 그 차이가 크지 않다. 이를 통하여 제안한 등가모델이 원형모델과 유사한 동적응답을 보일 것으로 예상할 수 있다. 캔틸레버모델의 고유진동주기 오차는 6차 모드까지는 등가모델과 비슷하나 6차 이후의 고차모드에서는 오차가 커지는 것을 확인할 수 있다. 해석결과를 바탕으로 본 논문에서 제안한 등가모델은 스카이버릿지로 연결된 경우에도 원형모델과 유사한 동적특성을 나타내는 것을 확인하였다.

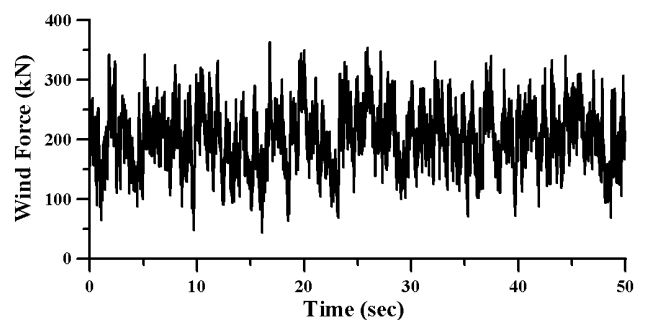


그림 17 49층 구조물의 최상층 풍하중 시간이력

### 5. 스카이버릿지로 연결된 등가모델의 풍응답 검토

본 장에서는 원형모델과 등가모델의 풍응답과 해석 소요시간을 비교하여 등가모델의 정확성과 효율성을 확인하였다. 또한 스카이버릿지로 연결된 등가모델을 사용하여 스카이버릿지 연결시스템에 따른 구조물의 풍응답 변화를 살펴보았다.

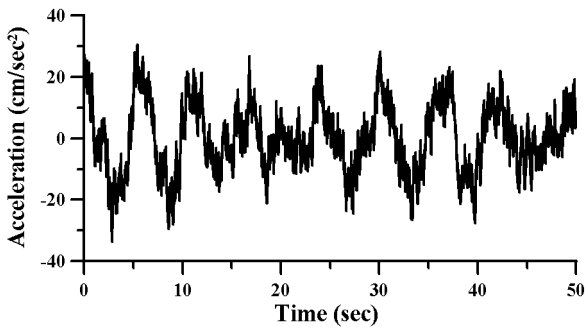
#### 5.1 풍하중

시간이력해석에 사용되는 풍하중은 예제구조물의 풍동실험

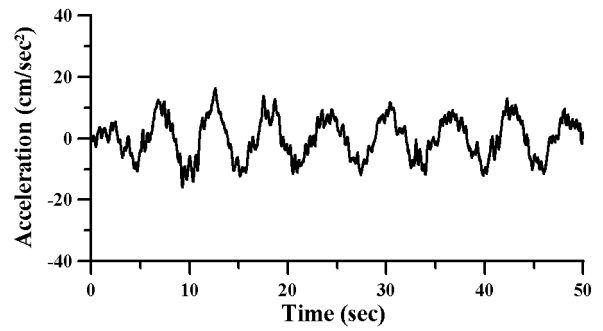
을 통하여 계측된 데이터로서 0.005초의 시간간격으로 50초간 시간이력해석을 수행하였다. 풍동실험에서 계측된 여러 층의 데이터 중 49층 구조물의 최상층 풍하중시간이력을 그림 17에 나타내었다.

#### 5.2 등가모델의 정확성 및 효율성 검증

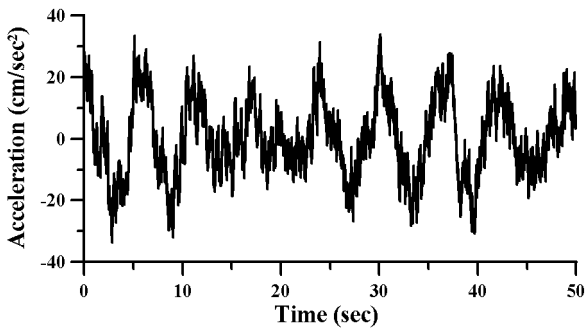
본 연구에서 제안한 등가모델은 진동제어에 효과적인 스카이버릿지 연결시스템을 찾기 위한 경계비선형 시간이력해석



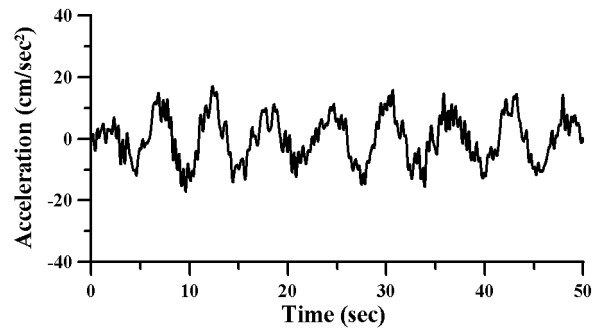
(a) 원형모델의 X방향



(b) 원형모델의 Y방향



(c) 등가모델의 X방향



(d) 등가모델의 Y방향

그림 18 49층 구조물 최상층 가속도 시간이력 비교

표 6 원형모델과 등가모델의 풍응답 비교

응답위치	건물	모델	최대 가속도(cm/sec <sup>2</sup> )	
			X방향	Y방향
최상층	49층	원형모델	33.8	16.3
		등가모델	33.9	17.1
	42층	원형모델	33.7	10.6
		등가모델	35.5	8.8
34층	49층	원형모델	19.6	10.3
		등가모델	19.9	10.6
	42층	원형모델	25.1	5.8
		등가모델	28.0	6.2

을 위하여 개발한 것이다. 따라서 원형모델과 유사한 거동을 보이는 동시에 경계비선형 시간이력해석에 소요되는 시간을 최소화하여 반복적인 시간이력해석을 수행하는 것에 무리가 없어야 한다. 등가모델의 정확성을 평가하기 위하여 원형모델과 등가모델의 최대응답을 각 구조물의 최상층 두 곳과 스카й브릿지가 연결되는 34층 두 곳, 총 4곳에서 비교하였다. 이를 위하여 표 6에는 원형모델과 등가모델의 최대가속도를, 그림 18에는 49층 구조물의 최상층 가속도 시간이력을 각각 나타내었다. 등가모델의 풍응답은 원형모델의 응답에 비하여 전반적으로 다소 큰 편이나 비교적 유사한 결과로 나타내는 것을 확인하였다.

MIDAS/Gen을 사용한 시간이력해석의 소요시간은 원형모델이 2451.44초, 등가모델이 48.67초로 등가모델의 해석

시간이 월등히 짧은 것을 확인할 수 있다. 즉, 등가모델을 이용하여 해석시간을 원형모델의 약 1/50수준으로 감소시킬 수 있었다. 제안된 등가모델은 모든 층의 자유도가 존재한다. 그러나 등가모델을 구성하는 엔지니어의 판단으로 몇 개 층마다 선택적으로 자유도를 사용한다면 해석시간을 더욱 줄일 수 있을 것으로 생각된다. 본 연구에서는 인텔 펜티엄 4 3.20GHz CPU와 2.0GB의 메모리를 탑재한 컴퓨터를 사용하였다.

### 5.3 스카й브릿지 연결시스템에 따른 응답비교

스카й브릿지 연결시스템에 따른 동적응답 변화를 살펴보기 위하여 4장에서 제시한 LRB모델과 점성감쇠기 모델을 사용하여 풍응답을 검토하였고, 이를 표 7에 나타내었다. LRB 모델에서는 N1보다 강성이 큰 N2모델을 사용한 경우 변위응답과 가속도응답 모두 약간 감소하였다. 또한 LRB 모델 N2에 점성감쇠기 모델을 추가로 설치하였을 경우 감쇠력이 증가할수록 구조물의 응답이 확연히 감소하는 것을 확인할 수 있다.

스카й브릿지로 연결된 구조물의 진동제어 효과를 확인하기 위하여 구조물의 감쇠비를 계산하여 보았다. 감쇠비는 구조물의 자유진동상태에서 동적응답 진폭비를 이용하여 계산하였다. 풍하중에 대한 RC조 구조물의 일반적인 감쇠비는

표 7 스카이브릿지의 연결시스템에 따른 최대응답

응답 위치	건물	LRB 모델	점성감쇠기 모델	최대변위 (cm)		최대 가속도 (cm/sec <sup>2</sup> )	
				X방향	Y방향	X방향	Y방향
최상층	49층	N1	c0	40.6	17.4	36.9	23.1
			c200	35.8	11.7	32.9	14.9
		N2	c0	40.6	17.0	36.9	22.5
			c100	37.5	13.2	33.9	17.1
	42층	N1	c0	25.5	8.9	44.1	13.9
			c200	18.2	5.6	33.1	7.7
		N2	c0	25.1	8.9	43.4	13.6
			c100	20.1	6.7	35.5	8.8
34층	49층	N1	c0	26.7	11.4	22.9	13.0
			c200	23.5	7.7	19.2	9.3
		N2	c0	26.7	11.2	22.9	12.7
			c100	24.7	8.8	19.9	10.6
	42층	N1	c0	21.5	7.7	36.3	10.0
			c200	15.4	5.0	24.9	5.2
		N2	c0	21.2	7.7	35.8	9.7
			c100	17.0	5.9	28.0	6.2

2.0%이며 이것은 스카이브릿지가 설치되지 않은 구조물의 감쇠비이다. 감쇠비 계산 결과, X방향은 2.0%에서 4.0%, Y방향은 2.0%에서 4.6%로 증가하였다. 이를 바탕으로 스카이브릿지로 두 동의 구조물이 연결되었을 때 X, Y방향 모두에서 진동제어 효과가 있음을 확인하였다. 특히 스카이브릿지가 연결된 방향인 Y방향의 진동제어성능향상에 더 효과적인 것으로 나타났다.

## 6. 결 론

본 연구는 스카이브릿지로 연결된 구조물의 효율적인 동적 해석을 위한 등가모델을 제안하였다. 이를 위하여 벨트월의 회전강성과 전단변형을 고려한 등가모델을 구성하고 두 동의 등가모델을 스카이브릿지로 연결하여 경계비선형 시간이력해석을 수행하였다. 그리고 스카이브릿지의 연결시스템에 따른 구조물의 풍응답을 검토하였다. 이상의 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 본 연구에서 제안한 등가모델은 단자유도 모델과 달리 고차모드의 영향을 동적해석 결과에 반영할 수 있다. 제안된 등가모델은 벨트월의 횡력저항 효과를 고려하였기 때문에 원형모델과 매우 유사한 횡변형 형상 및 모드형상을 얻을 수 있다. 또한 스카이브릿지로 연결된

두 개의 등가모델 역시 비교적 정확하게 구조물의 거동을 나타낼 수 있음을 확인하였다.

2. 본 연구에서 제안된 다자유도의 등가모델은 2차원 해석에서 알 수 없었던 스카이브릿지에 직각방향으로 가해지는 하중에 대한 응답을 확인할 수 있으므로 실제구조물에서 발생할 수 있는 문제점을 파악하는 것이 가능하다.
3. 제안된 등가모델은 별도의 해석 모듈이 없더라도 일반적인 상용프로그램에서 손쉽게 사용할 수 있으며, 시간 이력해석에 소요되는 시간을 약 98% 줄일 수 있다. 따라서 스카이브릿지로 연결된 구조물의 초기 설계단계에서 반복적인 구조해석을 수행할 때 매우 효과적으로 사용될 수 있을 것으로 기대된다.
4. 스카이브릿지 연결부 강성에 따른 구조물의 응답 변화는 크지 않은 편이며 추가적인 감쇠장치를 연결하였을 때 구조물의 응답을 효율적으로 줄일 수 있음을 확인하였다. 그러나 진동제어장치의 용량과 제어효과는 비례하지 않으므로 경제성을 고려하여 가장 효율적인 연결 시스템을 선택하여야 한다.
5. 스카이브릿지로 연결된 두 동의 구조물은 X방향과 Y방향 모두에서 진동제어 효과가 있었으나 스카이브릿지가 연결된 Y방향의 진동제어 효과가 큰 것으로 나타났다. 이는 스카이브릿지가 연결된 방향을 위주로 에너지 소산이 일어나기 때문으로 판단된다.
6. 본 연구는 중심코어-벨트월 구조시스템을 가진 고층건물에 효과적으로 적용될 것으로 기대된다. 다른 형식의 구조시스템에 대해서는 그 구조적 특징을 캔틸레버 모델로 치환하는 방법에 대하여 추가적인 연구가 필요할 것이다.

## 감사의 글

이 논문은 2008년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국 학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구임(KRF-2008-331-D00642)을 밝히며 이에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

- 김한상, 김현수 (2009) 초고층건물의 풍응답제어를 위한 스마트 TMD의 퍼지 하이브리드제어, 한국전산구조공학회 논문집, 22(19), pp.135~144.
- 김현수, 이동근 (2006) 초대형 골조시스템 전용 전후처리 및 해석프로그램의 개발, 한국전산구조공학회 논문집, 19(3),

- pp.283~293.
- 김현수, 양아람, 이동근, 안상경, 오정근** (2008) 스카이브리지로 연결된 고층건물의 진동제어 성능평가, 한국공간구조학회 논문집, 8(4), pp.91~100.
- 대한건축학회** (2005) 건축구조설계기준 2005, 대한건축학회.
- 박지형, 김태호, 김욱중, 이도범** (2008) 제진장치를 적용한 초고층 주거형 건축물의 횡변위 제어 성능평가, 한국전산구조공학회 논문집, 21(3), pp.265~273.
- 안상경, 오정근** (2005) Sky-Bridge를 이용한 초고층 건물의 진동제어, 대한건축학회 학술발표대회 논문집, 25(1), pp.35~38.
- Archer, G.C.** (2001) A technique for the reduction of dynamic degrees of freedom, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, pp.127~145.
- Chopra, A.K.** (2001) Dynamics of Structures, Second Edition, Prentice Hall.
- Johnson, M.W., Erickson, T.W., Nakaki, D.K.** (2002) Use of viscous dampers across an expansion joint, Proceedings of 2002 SEAOC annual convention, pp.197~201.
- Kim, H.S., Lee, D.G., Kim, C.K.** (2005) Efficient three dimensional seismic analysis of a high-rise building structure with shear walls, *Engineering Structures*, 27, pp.963~976.
- Taranath, B.S.** (2005) Wind and earthquake resistant buildings-structural analysis and design, Marcel Dekker.
- Xu, Y.L., Yang, Z.** (2003) Inelastic seismic response of adjacent buildings linked by fluid dampers, *Structural Engineering and Mechanics*, 15(5), pp.513~533.
- Yang, Z., Lu, X.L.** (2003) Experimental seismic study of adjacent buildings with fluid dampers, *Journal of Structural Engineering*, 129(2), pp.197~205.
- Zhang, W.S., Xu, Y.L.** (1999) Dynamic characteristics and seismic response of adjacent buildings linked by discrete dampers, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(10), pp.1163~1185.