

저층부에 약층과 비틀림 비정형성을 가진 고층 비정형 RC벽식 구조물의 지진응답

Seismic Response of a High-Rise RC Bearing-Wall Structure with Irregularities of Weak Story and Torsion at Bottom Stories

이 한 선* 고 동 우**
Lee, Han-Seon Ko, Dong-Woo

국문요약

최근 우리나라의 대도시에서는 주거와 상업기능을 동시에 갖는 복합용도의 건축물이 많이 건설되고 있는데, 이러한 건물은 대부분 하부골조에서 연층, 약층 또는 비틀림 비정형을 띠게 된다. 본 논문의 목적은 이러한 건물의 지진응답을 실험을 통해 관찰하는 것으로서 1:12 축소모델의 진동대 실험을 통해 다음과 같은 결론에 이르렀다. 1) 구조물의 불확실성으로 인한 우발비틀림을 예측하는 것은 정적해석에 의한 방법보다 동적해석에 의한 방법이 더 타당하였다. 2) 횡운동과 비틀림운동이 연관되어 있을 때, 전도모멘트는 지진방향 뿐만 아니라 지진방향에 수직인 방향으로도 상당부분 작용하였으며, 일반적인 해석프로그램에서 수행하는 모드해석법으로는 이와 같은 거동을 예측하기에 부적절하였다. 3) 모드형상과 BST 다이어그램을 통해 대상구조물과 같은 건물의 주요 진동모드와 파괴양상을 쉽게 예측할 수 있었다.

주요어 : 철근콘크리트 건물, 진동대실험, 비정형, 비틀림모드

ABSTRACT

Recently, many high-rise reinforced concrete(RC) bearing-wall structures of multiple uses have been constructed, which have the irregularities of weak(or soft) story and torsion at the lower stories simultaneously. The study stated herein was performed to investigate seismic performance of such a high-rise RC structure through a series of shaking table tests of a 1:12 model. Based on the observations of the test results, the conclusions are drawn as follows: 1) Accidental torsion due to the uncertainty on the properties of structure can be reasonably predicted by using the dynamic analysis than by using lateral force procedure. 2) The mode coupled by translation and torsion induced the overturning moments not only in the direction of excitations but also in the perpendicular direction: The axial forces in columns due to this transverse overturning moment cannot be adequately predicted using the existing mode analysis technique, and 3) the hysteretic curve and the strength diagram between base shear and torque(BST) clearly reveal the predominant mode of vibrations and the failure mode.

Key words : concrete buildings, shaking table tests, irregularity, torsional mode

1. 서 론

최근 20년간 우리나라의 대도시 지역에서는 신축건물을 위한 대지부족과 대지의 효율적인 활용을 위해 상하층에 다른 용도를 가진 복합용도의 건물 건설이 빈번해지고 있다. 이와 같은 복합용도 건물의 가장 보편적인 구조시스템으로서, 저층부는 주차장, 정원 혹은 개방공간으로 하거나 상업 공간으로 활용하기 위하여, 보와 기둥을 사용한 골조형식으로 하고, 상층부는 아파트용도로서 가장 보편적으로 사용되는 내력벽형식의 구조시스템을 사용하고 있다. 이러한 구조형식을 가진 건물은 대체로 저층부에 연층(soft story)과 약층(weak story)을 가지는 수직 비정형성을 나타내고 있고, 동시에 상층부의 벽이 하층부에서 중단되면서 하층부의 벽 배치가 비대칭적으로 되는 경우가 발생하여 큰 비틀림작용을 받게 된다.

수직 비정형성만을 가진 고층건물에 대한 연구는 이미 타

연구에서 수행되었으며^{(1),(2)}, 본 논문에서는 이러한 수직 비정형(연층, 약층)뿐만 아니라, 수평 비정형성 중 비틀림 비정형성도 가지는 고층 건물의 지진거동을 살펴보고자 하였다. 현재까지의 건물의 비틀림거동에 대한 연구는 De la llera⁽³⁾, Tso⁽⁴⁾, Rutenberg⁽⁵⁾, 그리고 Chandler⁽⁶⁾ 등에 의해 수행되었다. 이들의 연구는 대부분이 3자유도(X, Y축 이동과 Z축 회전)를 가진 단층모델의 지진해석에 근거한 것으로, 이 모델은 회전단력의 영향만 고려할 수 있어, 고층건물에서 일어날 수 있는 수직방향을 따른 고차모드와 큰 전도모멘트의 영향은 배제되어 있다. 기타 다층구조물에 대한 연구도 대부분 해석적인 연구였으며, 세계적으로도 실험에 의한 고층건물의 비틀림연구는 거의 전무하다고 볼 수 있다.

2. 대상구조물의 선정과 설계

현재 우리나라에서 건설되고 있는 주상복합 건물에 대한 사례를 조사한 후, 하부골조는 양방향 2층 2경간으로 구성되고 상부 벽식부분은 15층으로 이루어진 건축물을 대상건물로 선정하였다. MIDAS GEN을 사용하여 대상건물에 대해 해석을 수행하고, 우리나라 하중기준⁽⁷⁾에 따라 설계를 수행

* 정희원 · 고려대학교 건축공학과, 교수(대표저자 : hslee@korea.ac.kr)

** 학생희원 · 고려대학교 건축공학과, 박사과정

본 논문에 대한 토의를 2003년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2003. 10. 1 / 심사종료일 : 2003. 11. 12)

하였다. 하부골조의 보와 기둥은 보요소를, 상부벽 부분은 벽요소를 사용하였으며, 부재의 단면특성은 전단면을 무균 열 상태의 단면으로 보고 프로그램에서 자체적으로 계산하도록 하였다. 고정하중은 대상건물의 골조에 대한 자중만 적용하고, 활하중은 1.96kN/m²을 적용하였다. 지진하중은 우리나라의 하중기준에 따라 아래와 같이 등가정적해석법에 의한 밀면전단력을 구하여 해석을 수행하고, 이때 우발편심은 5%를 적용하였다.

$$V = C_s \times W = \left(\frac{AI_E C}{R} \right) W$$

$$= (0.048) \times (23,770) = 1,135 \text{ kN} \quad (1)$$

$$C = \frac{S}{1.2\sqrt{T}} = 0.868 \quad (2)$$

$$T = 0.0488(h_n)^{(3/4)} = 0.920 \text{ 초} \quad (3)$$

여기서, h_n 은 건물의 높이, W 는 건물의 중량이고, A 는 지역계수로서 0.11, I_E 는 중요도계수로서 1.5, S 는 지반계수로서 1.0, R 은 반응수정계수로서 3.0을 각각 적용하였으며, 고유주기(T)는 기타 구조의 고유주기 산정식을 사용하였다. 계산된 C_s 는 0.048로 나타났다.

대상건물에 대해 우리나라 하중기준⁽⁷⁾에서 제시하는 방법에 따라 표 1과 같은 기준에 의해 비정형성 평가를 수행하였다. 대상건물은 강성측면에서 연층, 강도측면에서 약층, 그리고 비틀림비정형성을 전부 가지는 것으로 나타났다.

3. 모델 실험체 및 실험장치

본 연구에서는 진동대의 성능을 고려하여 실험체의 축소율을 1/12로 결정하여 실험체를 제작하였다. 상부구조물의 강성이 하부골조부분보다 훨씬 크므로 상부구조물은 콘크리트 더미(dummy)로 제작하고, 하부골조부분은 실제 구조물에 최대한 가깝도록 상사성에 맞추어 정확히 제작하여 실험

시 상부구조물과 하부골조부분을 접합하여 실험하였다. 상사성의 원리에 따라 줄어든 무게를 보정할 부가질량을 실험체의 상부구조물에 설치하였는데, 진동대성능의 한계로 인해 상부부가질량은 실제 요구량의 1/2만 설치하였기 때문에 표 2와 같은 상사성의 원리⁽⁸⁾를 적용하였으며, 실험체 전체 무게는 91.3kN이다. 실험체 제작, 상사상의 원리 및 세팅에 대한 사항은 참고문헌^{(1),(2),(9)}에 언급되어 있다. 또한 그림 1에서 보듯이 기준프레임을 진동대 외부에 설치하고 진동대 변

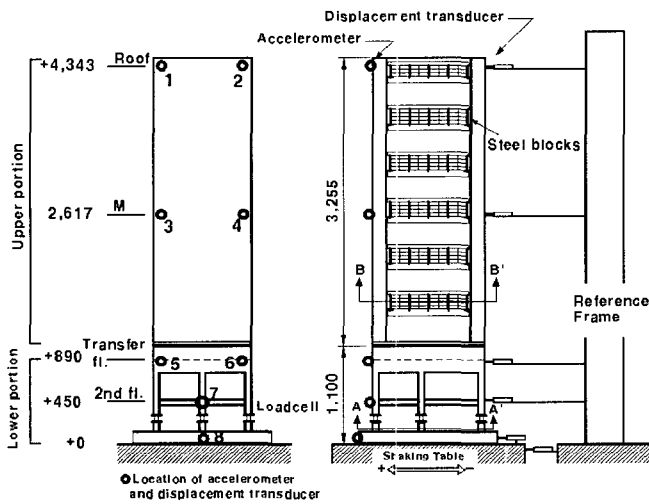
Table 1 Evaluation of irregularity for prototype

Irregularity	Criteria	Evaluation
Stiffness irregularity	$\frac{k_i}{k_{i+1}} < 0.7$	0.39 < 0.7
	$\frac{\Delta_i}{\Delta_{i+1}} > 1.3$	7.26 > 1.3
Discontinuity in capacity	$\frac{F_i}{F_{i+1}} < 0.8$	0.40 < 0.8
Torsional irregularity	$\frac{\text{Max}(\Delta_L, \Delta_R)}{(\Delta_L + \Delta_R)/2} > 1.2$	1.33 > 1.2

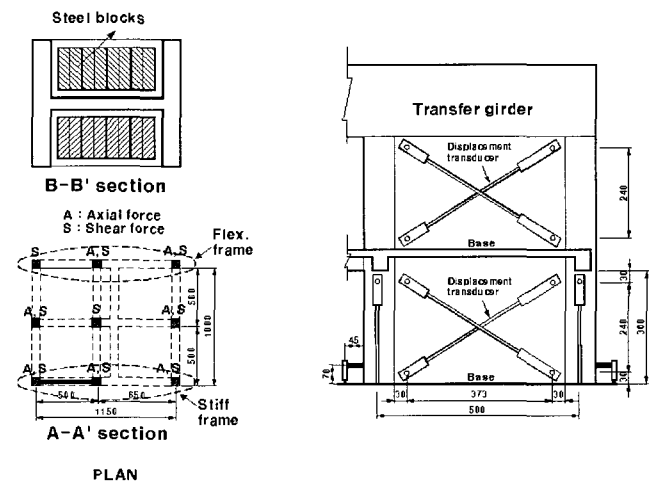
k_i, k_{i+1} : Lateral stiffness
 F_i, F_{i+1} : Lateral capacity
 Δ_i, Δ_{i+1} : Story displacement
 Δ_L, Δ_R : Story displacement at the end of story

Table 2 Similitude law

Item		True replica model	Modified replica model
Length, l	L	1/12	1/12
Area, A	L^2	1/144	1/144
Mass, M	M	1/144	1/288
Force, P	MLT^{-2}	1/144	1/144
Acceleration, \ddot{x}	LT^{-2}	1	2
Frequency, f	T^{-1}	$\sqrt{12}$	$\sqrt{24}$
Time, t	T	$1/\sqrt{12}$	$1/\sqrt{24}$



(a) Instrumentation for global response



(b) Instrumentation at bottom of wall

Fig. 1 Experimental setup(unit : mm)

위를 별도로 측정하였으며, 1층 기둥의 중간 높이에 자체 제작한 로드셀을 설치하여 기둥의 축력(A)과 전단력(S)을 측정하였다. 하부골조에서 벽체의 들뜸, 전단변형, 횡변형과 기둥의 소성힌지영역에서 회전각을 측정하기 위해 그림 1(b)와 같이 변위측정기를 설치하였다. 그림 2와 같이 실험체를 설치한 후, 지진파의 최대가속도를 표 3과 같이 증가시키면서 실험을 수행하였으며, 이때 사용한 지진파는 TaftN21E파로서 시간축을 상사성의 원리에 따라 $1/\sqrt{24}$ 로 축소하였다.

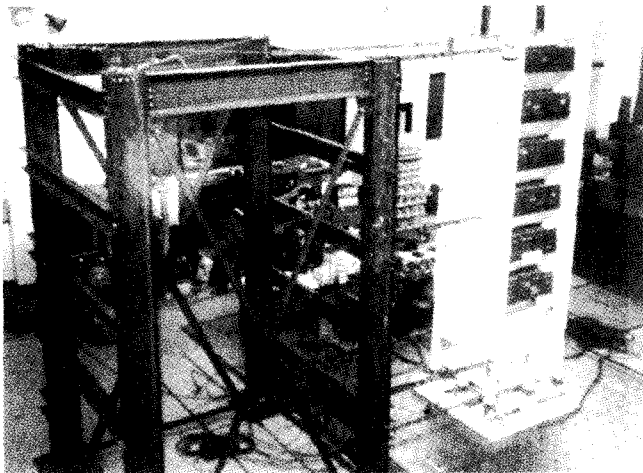


Fig. 2 Overview of model

Table 3 Test program

Test	PGA(g)		Remark ⁽¹⁰⁾
	Model	Prototype	
Taft011	0.11	0.055	
Taft022	0.22	0.11	Design earthquake ($I_E=1.0$)
Taft030	0.3	0.15	Design earthquake ($I_E=1.5$)
Taft040	0.4	0.2	
Taft060	0.6	0.3	
Taft080	0.8	0.4	Design earthquake in high-seismicity region
Taft120	1.2	0.6	Max. considered earthquake in high-seismicity region

4. 실험체의 거시적 거동

4.1 고유주기와 밀면전단계수

지진모의실험 전과 후에 백색파실험을 수행하여 실험단계에 따른 구조물의 고유주기의 변화를 살펴보았다. 그림 3은 실험 전과 후에 수행된 백색파실험으로부터 구한 고유주기를 나타내고 있다. 우리나라기준에서 제시하는 기타구조의 고유주기산정식으로 구한 값 0.920초를 상사성원리에 따라 $\sqrt{24}$ 로 나눈 값은 0.188초로서 실험값 0.156초와 대체로 비슷한 값을 나타내고 있다. 또한 실험체의 밀면전단력계수는

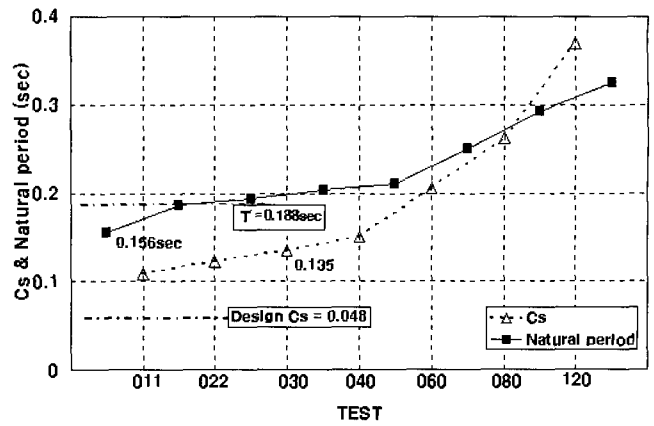


Fig. 3 C_s and natural period

설계지진에 해당하는 Taft030에서 0.135로 나타나 식 (1)에 나타난 설계밀면전단계수 $C_s=0.048$ 의 3배 정도의 값을 보여 주고 있다.

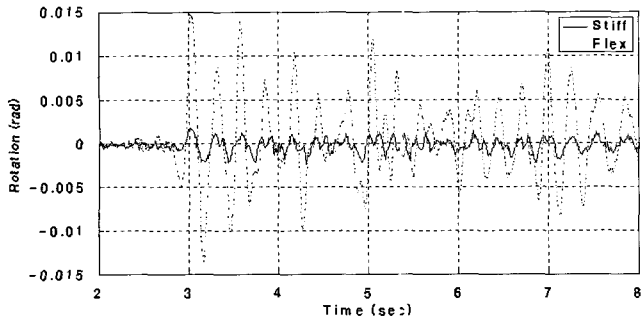
4.2 횡변위 응답

실험체의 전체 거동은 하부골조의 전단변형 θ_1 과 전도모멘트로 인해 초래되는 하부골조의 전도변형 θ_2 , 그리고 비틀림 변형 θ_3 으로 구분할 수 있다. Taft080실험에서 전단변형 θ_1 과 전도변형 θ_2 를 연약 골조와 강한 골조에 대해 각각 그림 4(a), (b)에 나타내었고 비틀림 변형 θ_3 는 지붕과 전이보층에 대해 그림 4(c)에 나타내었다. 그림 4(b)에서 전도변형각이 강한 골조와 연약 골조에서 거의 같게 나타나고 그림 4(c)에서는 지붕층과 전이보층의 비틀림각이 거의 같게 나타나, 상부층을 강체(Rigid Body)로 보아도 좋을 것으로 보인다.

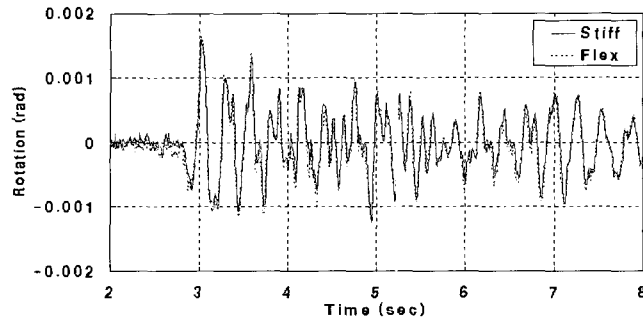
그림 5는 이러한 θ_1 과 θ_2 를 이용하여 지붕층 횡변위를 전단변형 θ_1 에 의한 Δ_1 과 전도변형 θ_2 에 의한 변위 Δ_2 로 구분할 수 있음을 보여주고 있다. 그림 6은 Taft080지진에 대한 강한 골조와 연약 골조에서의 Δ_1 과 Δ_2 를 보여준다. 여기에서 양 골조에서 Δ_2 는 같게 나타나지만, Δ_1 은 큰 차이를 보임을 알 수 있다.

4.3 밀면전단력과 밀면전도모멘트

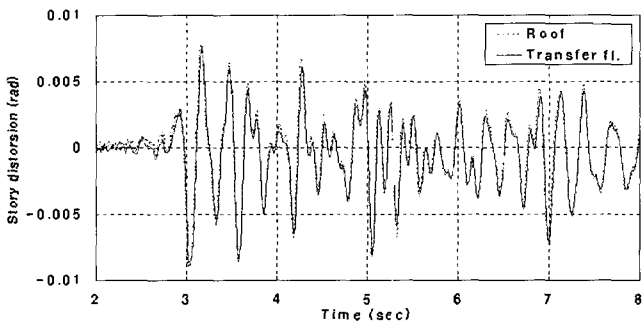
구조물의 밀면전단력과 밀면전도모멘트는 상부구조물 가속도의 수직분포가 선형이고 질량이 균등하게 분포되었다고 가정하여 구하였다. 그림 7은 Taft080에서 밀면전단력과 비틀림 모멘트를 시간이력에 따라 보여주고 있다. 비틀림 모멘트는 질량중심을 중심으로 하여 구한 비틀림 모멘트(M_T)와 지진방향과 평행한 골조에 의한 저항전단력을 마찬가지로 질량 중심을 중심으로 하여 구한 비틀림 모멘트($M_{T,p}$)로 나타내었다. 그림 8은 강한 골조와 연약 골조의 전단력 시간이력을 나타낸다. 이 그림으로부터 전단벽을 가진 강한 골조의 전단력은 20kN정도로 계속 유지되는 한편 연약 골조의 전단력은 3초대에서는 강한 골조와 같은 방향의 전단력과 같은 수준의 20kN을 달성하지만 5초대에서는 오히려 반대



(a) Shear deformation (θ_1)



(b) Overturning deformation (θ_2)



(c) story torsion (θ_3)

Fig. 4 Time histories of deformations (Taft080)

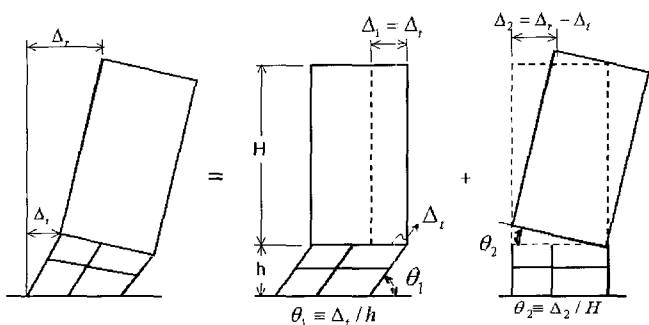
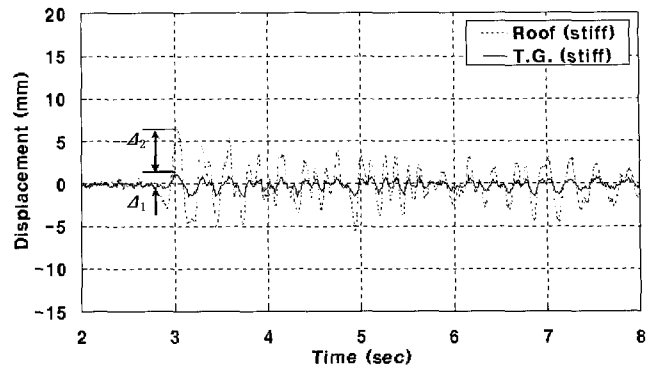
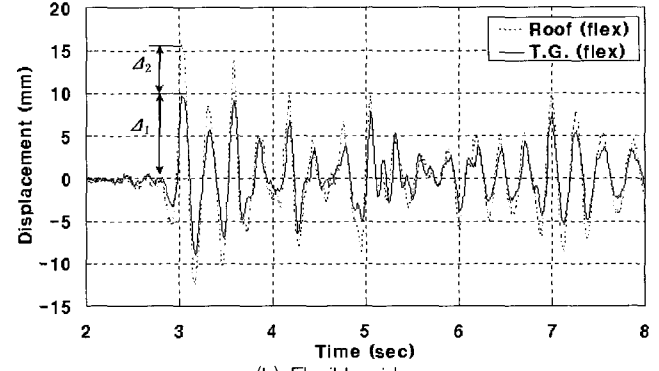


Fig. 5 Decomposition of roof drift

방향으로 10kN정도의 힘을 나타냄으로써 밀면전단력은 감소하되 비틀림 모멘트는 대폭 증가하게 되는 것을 알 수 있다. 그림 9는 연약 골조의 하중-변위 이력곡선과 Taft030부터 Taft120까지 실험에서 얻은 하중-변위 이력곡선을 겹쳐서 보여주고 있다. Taft040을 넘어서면서 항복하고, Taft120에서는 강도와 강성이 급격히 저하되고 있음을 볼 수 있다. 그림 10은 각 골조별 전이보층 변위와 하중의 관계를 보여주고 있다. 강한 골조의 강성이 연약 골조의 강성보다 6배가량 큰 값을 보여주고 있다.

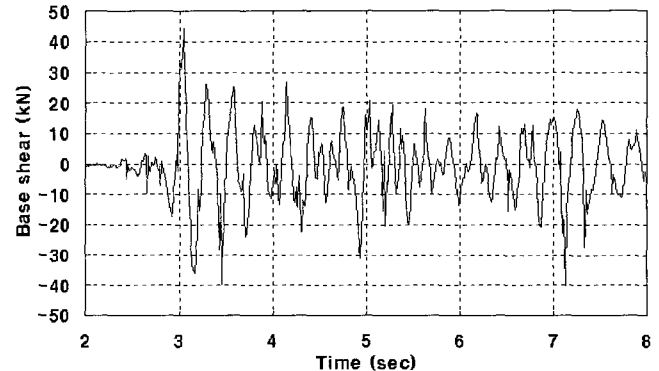


(a) Stiff side

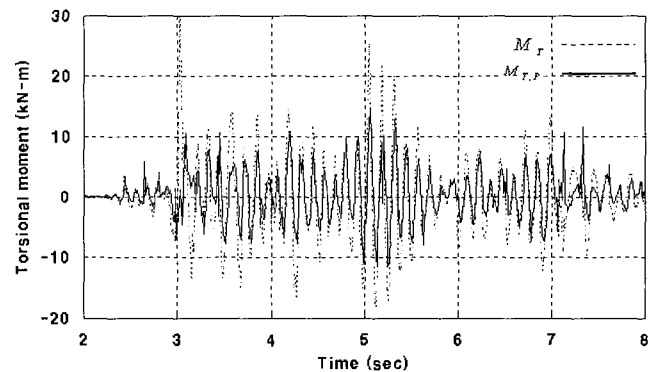


(b) Flexible side

Fig. 6 Time histories of story drifts (Taft080)



(a) Base shear



(b) Torsional moment

Fig. 7 Time histories of base shear and torsional moment (Taft080)

4.4 지배모드 분석

그림 7의 전단력 시간이력과 비틀림 모멘트 시간이력을 Fast Fourier Transform 한 결과가 그림 11에 나타나 있다.

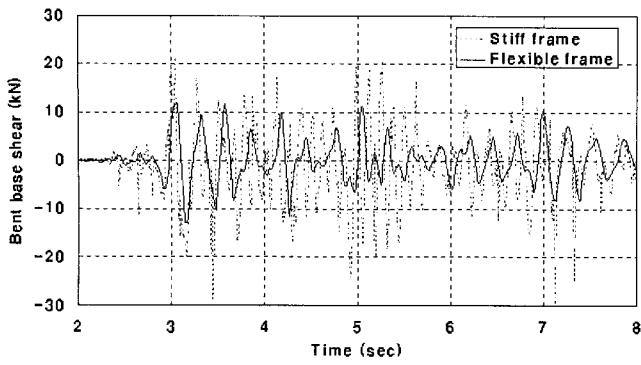


Fig. 8 Time histories of bent base shear frame and flexible frame (Taft080)

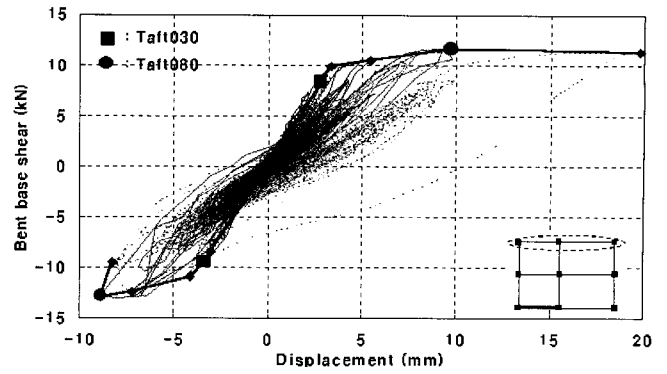
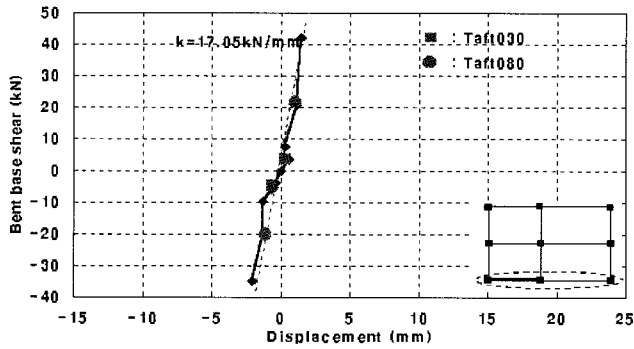
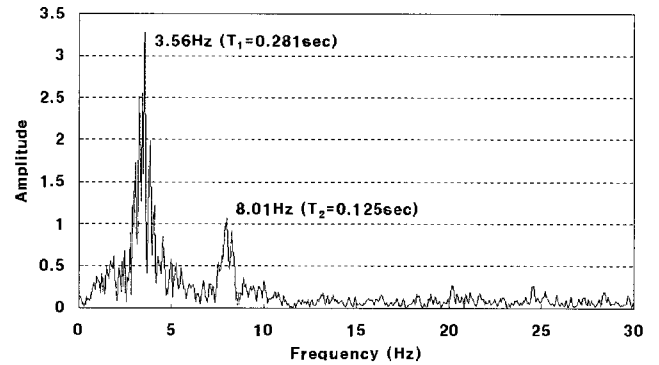


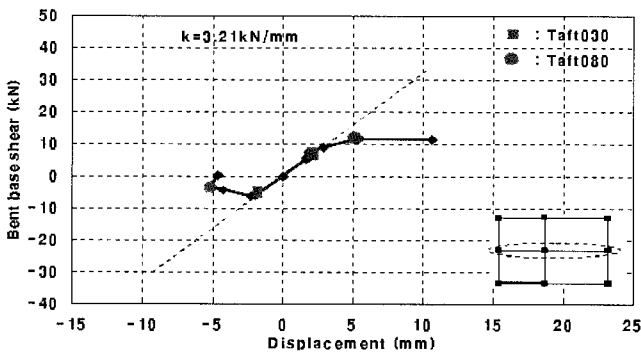
Fig. 9 Bent base shear and drift at transfer floor



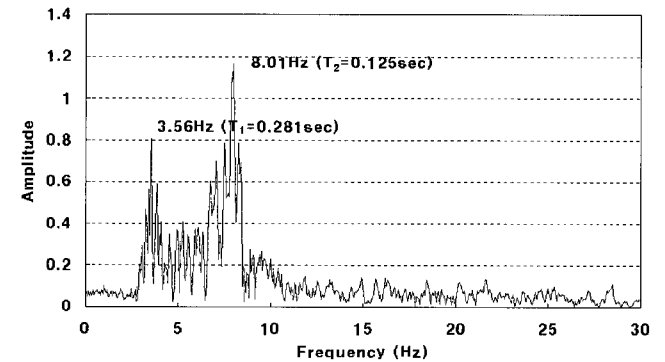
(a) Stiff frame



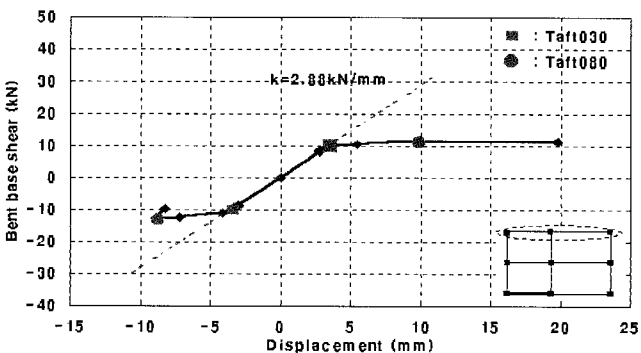
(c) Base shear



(b) Mid frame



(d) Torsional moment



(c) Flexible frame

Fig. 11 FFT analysis of base shear force and torsional moment (Taft080)

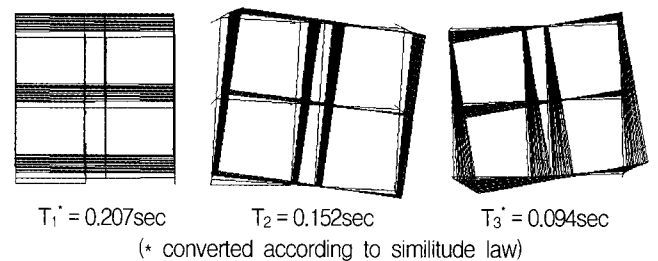


Fig. 12 Result of mode analysis

Fig. 10 Envelope in relation of bent base shear and drift at transfer floor

이로부터 횡거동과 관련해서는 1차모드가 지배적이고 그 주기는 0.281초로 나타났으나, 비틀림거동과 관련해서는 2차모드(비틀림거동)가 지배적이며 고유주기는 0.125초로 나타났다. MIDAS를 이용한 대상건물의 고유치해석결과가 그림 12에

주어져 있다. 구조물의 탄성계수는 실험체의 실험 전 고유주기와 일치하도록 조정하였다. 1차모드는 전단벽과 수직방향의 횡운동이고, 2차모드는 전단벽과 평행한 횡운동과 비틀림 거동이 연계되어 일어나는 현상을 보여주고 있다. 3차모드는 횡운동과 비틀림 운동이 동시에 일어나지만 비틀림

거동이 주를 이루는 모드이다.

Taft080일 때 연약 골조와 강한 골조에서 지붕과 전이보층의 횡변위 시간이력을 나타내는 그림 6을 보면, 3초대에서는 지붕과 전이보층에서 연한 골조와 강한 골조가 항상 같은 방향의 횡변위를 나타내지만, 5초대에서는 전이보층의 횡변위가 연약 골조와 강한 골조에서 항상 상반되는 부호를 나타내고 있다. 그림 4(a)에서도 마찬가지로 전단변형각에서 동일한 현상을 나타내고 있다. 대표적인 4 개의 시각에서의 변위를 보여주는 그림 13으로부터 2차모드와 3차모드의 모드형태가 잘 나타나 있다.

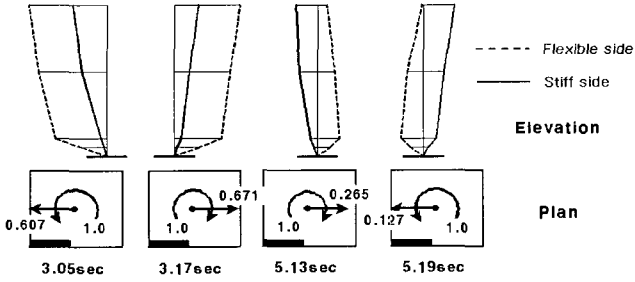


Fig. 13 Mode shape in Taft080

5. 비틀림 편심 - 예측과 결과의 비교

실험결과로서 나타낸 밀면전단력과 비틀림 모멘트는 모두 질량 중심에 작용하는 것으로 표현된 것이다. 그러나, 강성중심을 기준으로 한 비틀림 모멘트의 표현이 보다 이해가 쉬울 수 있어 이들의 차이를 그림 14에서 표현하였다. 즉, M_T 로 인해 추가적으로 발생하는 편심거리를 e_a 라 하고, 강성중심(CK)에서 질량중심까지의 거리를 강성편심 e_k 라고 하며, 강성중심을 기준으로 했을 때의 비틀림 모멘트편심은 $e_d (= e_k + e_a)$ 로 나타낼 수 있다.

IBC 2000⁽¹¹⁾에서는 등가정적해석 시 이와 같은 e_d 를 강성편심에 의한 비틀림 모멘트 M_t 와 우발비틀림 모멘트 M_{at} 의 합에 식 (4)와 같이 구한 비틀림 증폭계수 A_x 를 곱하여 동적거동 시 발생하는 비틀림 증폭현상을 고려하도록 하고 있다. 단, 우발편심이 강성편심거리를 축소시키는 방향으로 작용할 때는 증폭계수를 적용하지 않는다.

실물크기 대상건물의 증폭계수는 다음과 같다.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 = (1.33)^2 = 1.78 \leq 3.0 \quad (4)$$

이를 이용하여 우발편심의 적용방향에 따라 전체비틀림 편심거리는 각각 다음과 같이 구한다.

$$e_d = (e_k + e_a) \times A_x = 9.401m \quad (5)$$

$$e_d = (e_k - e_a) = 3.879m \quad (6)$$

여기서 e_a 는 우발편심거리를 나타낸다. 지진력과 평행한 방향으로의 밀면전단저항력의 합력중심과 질량중심과의 거리를 저항중심거리 e_r 이라고 하면 식 (5)와 (6)의 e_d 에 대해 e_r 은 각각 0.68m, -2.26m로 나타난다. 이때 (+)부호는 질량중심을 기준으로 상향일 때, (-)부호는 하향일 때를 뜻한다. 그러나, IBC2000⁽¹¹⁾은 또한 동적해석 시에는 질량중심의 위치를 지진방향과 수직인 건물길이의 5%만큼 이동시켜 각 층마다 4가지 모델을 수립하여 우발편심을 고려하도록 하고 있다. 이 중 가장 지배적인 질량중심이 그림 14(b)에 CM(1)과 CM(2)로 주어져 있으며 그에 대한 결과와 정적해석법에 따라 구한 저항중심의 범위를 상사성에 따라 축소하여 표 4에서 보여주고 있다.

그림 15는 전체 밀면전단력이 극점에 도달할 때 지진방향

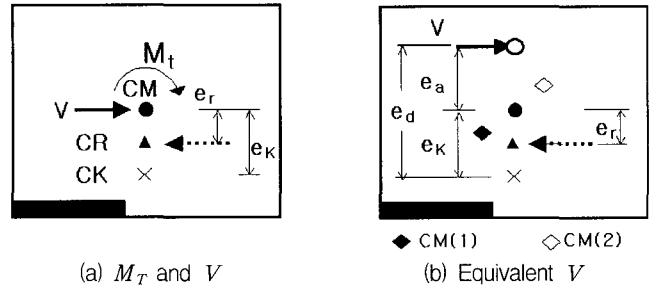


Fig. 14 Definition of eccentricity

Table 4 Comparison of the eccentricity

	Static Analysis		Dynamic Analysis			
	$e_a > 0$	$e_a < 0$	2nd mode		3rd mode	
e_r	+0.057	-0.187	CM(1)	CM(2)	CM(1)	CM(2)
			0.028	0.076	-0.643	-0.625

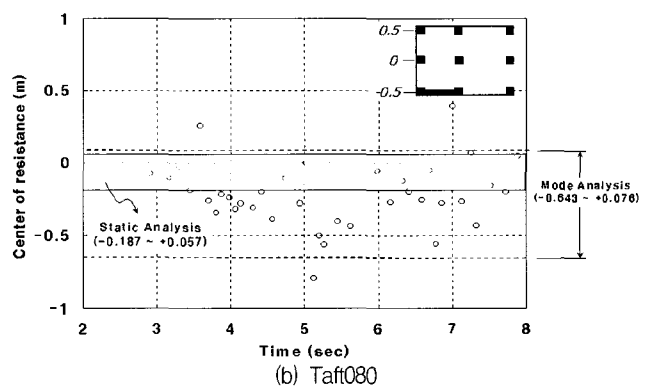
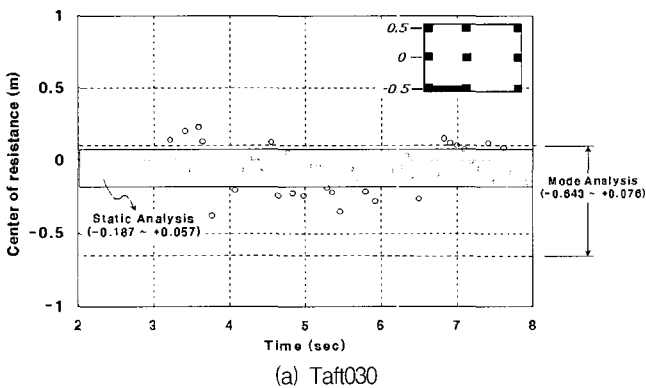


Fig. 15 Envelope in relation of bent base shear and drift at transfer floor

과 평행한 골조에 작용하는 밀면전단력 합력의 위치, 즉 저항중심을 구하여 표시한 것이다. IBC2000의 정적해석으로부터 얻어진 예측범위는 2차모드가 지배적인 한, 대체로 잘 맞는 것으로 나타나고 있다. 그러나, Taft080과 같이 3차모드가 지배적인 경우에는 동적해석결과가 보다 실험결과에 근접하는 것을 발견할 수 있다.

본 실험은 1방향 진동대 실험으로서 지반운동 중 비틀림 성분을 제외하고 구조물의 불확실성에 대한 우발비틀림 예측결과를 비교한 것으로서 만약 추가적으로 지반의 비틀림 성분까지 포함할 경우 5%의 우발 비틀림은 이러한 2개의 불확실성을 수용하기에는 부족한 것으로 나타났다.

5. 모드형태에 따른 비틀림 강성의 변화

그림 16은 Taft080일 때, 모델의 비틀림 모멘트와 층비틀림 각의 관계를 보여주고 있다. 2차모드의 지배를 받는 2초~4초사이의 강성은 1,200kN-m/rad 였으나, 비틀림모드의 지배를 받는 4초~6초 사이에서는 비틀림 강성이 4,500kN-m/rad으로서 약 2배 증가한 후 6초 이후에는 다시 원래 값으로 감소하는 현상을 나타내었다.

이러한 비틀림 강성의 변화가 지배모드형태에 기인하는 것으로 보고 실험에서 2차모드가 지배하는 2.98초부터 3.28초 사이의 골조별 강성으로부터 강성행렬을 구하고, 지진에 수직방향 골조의 강성은 연약 골조의 강성과 같다고 가정하여

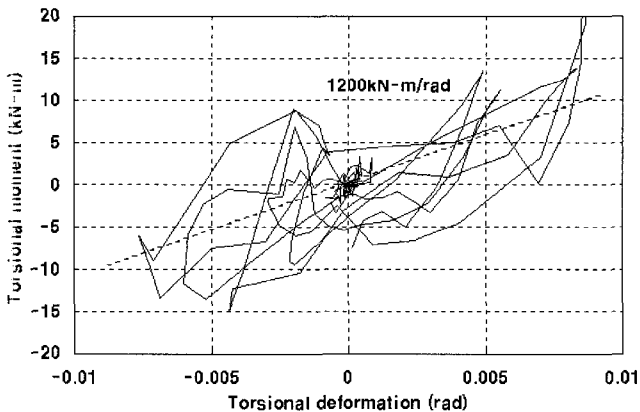
단층 3자유도(u_x, u_y 및 u_θ)모델로 이상화한 뒤 모드해석을 수행하여 얻은 모드벡터가 표 5에 주어져 있다. 점성감쇠를 무시하고 자유진동이라고 보면, 비틀림 모멘트에 관한 운동 방정식을 아래와 같이 볼 수 있다.

$$1,583 \ddot{u}_\theta + 8,411u_x - 419u_y + 6,338,747u_\theta = 0 \quad (7)$$

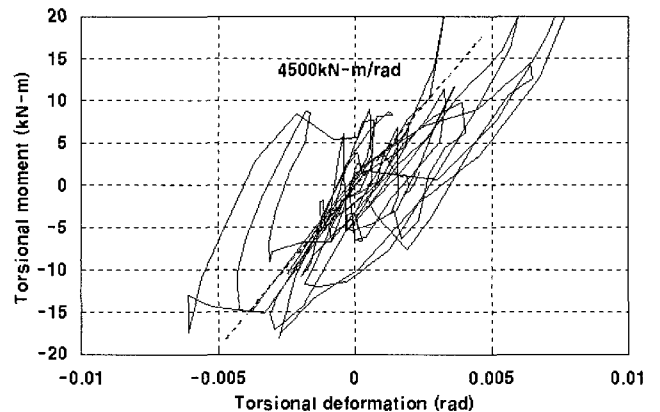
이 식과 2차모드와 3차모드 시 모드벡터를 이용하여 얻은 비틀림 강성은 $K_\theta=1,526\text{kN-m/rad}$ 과 $K_\theta=9,144\text{kN-m/rad}$ 으로 표 6에 주어져 있다. 2차모드 시 강성은 실험과 대체로 잘맞지만 3차모드 시 비틀림 강성 값은 실험치의 약 2배를 나타내고 있다. 따라서 표 5에서와 같이 실험에서 나타난 모드형태로 다시 수정하여 K_θ 를 구해보면 2차모드, 3차모드에 대해 각기 1,251kN-m/rad과 4,072kN-m/rad으로 나타나 실험에서 나타난 강성에 보다 접근함을 알 수 있다.

Table 5 Mass matrix, stiffness matrix, mode vector

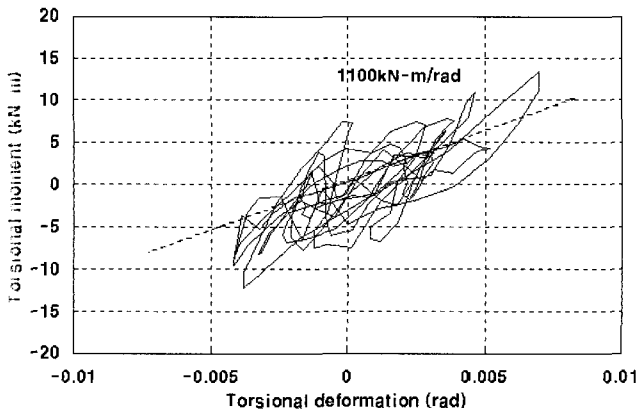
D.O.F	Mass matrix kN sec ² /mm	Stiffness matrix kN/mm
u_x	$\begin{pmatrix} 0.0082 & 0 & 0 \\ 0 & 0.0082 & 0 \\ 0 & 0 & 1,583 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 22.4 & 0 & 8,411 \\ 0 & 6.0 & -419 \\ 8,411 & -419 & 6,338,747 \end{pmatrix}$
u_y		
u_θ		
D.O.F	Mode vector	Revised mode vector
u_x	$\begin{pmatrix} -508 & -583 & 333 \\ 2,208 & -216 & -10.1 \\ 1.0 & 1.0 & 1.0 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} ? & -607 & -265 \\ ? & ? & ? \\ ? & 1.0 & 1.0 \end{pmatrix}$
u_y		
u_θ		



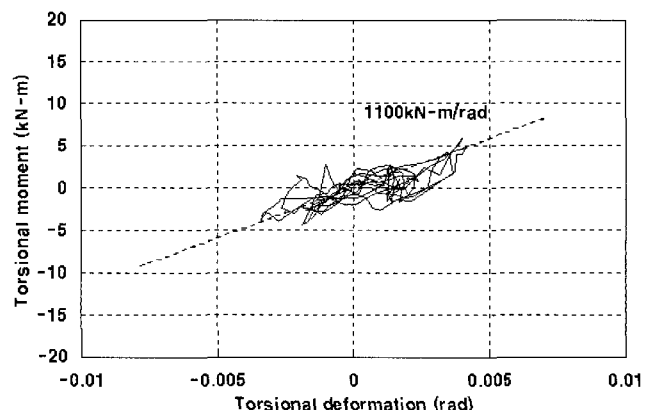
(a) 2sec~4sec



(b) 4sec~6sec



(c) 6sec~8sec



(d) 8sec~10sec

Fig. 16 Relation of torsional moment and deformation (Taft080)

Table 6 Torsional stiffness

	K_{θ} (kN-m/rad)	
	2nd mode	3rd mode
Mode vector	1,526	9,144
Revised mode vector	1,251	4,072
Experiment	1,200	4,500

7. 주요부재의 거동

그림 17은 Taft080일 때 벽체 하부의 들뜸각 (θ_{Up}), 1층벽체의 회전각 (θ_{Wall}), 및 전이보에서의 전도변형각(θ_2)을 비교하였다. 들뜸과 전도변형각은 동일한 위상을 보여주었으나, 1층벽체의 회전은 3차모드가 지배하는 시점에서 들뜸이나 전도변형각과는 반대의 위상을 보여주고 있다.

그림 18은 Taft080 일 때 1층 벽체 외부기둥의 축변형(Δ_{Col})과 전이보층 비틀림각(θ_3)을 비교하고 있는데, 완전히 반대의 위상을 보여주어 1층 벽체 외부기둥의 축변형은 비틀림거동에 주로 영향을 받는다는 것을 명확히 보여주고 있다. 그림 19는 Taft080일 때 전이보층 횡변위와 1층과 2층 전단벽의 전도변형각(γ)과 전단벽 하단의 들뜸각(θ_{Up})이 기여하는 전이보층변위(Δ_T)와 비교하여 하부벽체의 거동을 살펴보았다. 위 세가지 거동으로 인한 전이보층변위의 합과 실험 시 측정된 전이보층변위의 차이는 벽체의 휨변형에 의한 변형을 의미하는데, (+)방향일 때는 휨변형이 거의 나타나지 않고, (-)방향일 때는 휨변형이 전이보층변위의 최대 40%까지 달한 것을 알 수 있다.

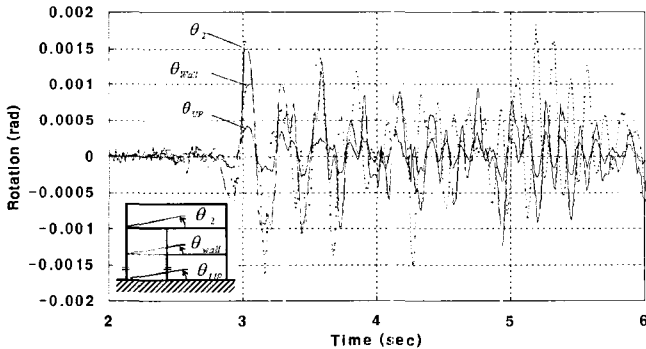


Fig. 17 Rotations of wall at base, 2nd floor and transfer floor (Taft080)

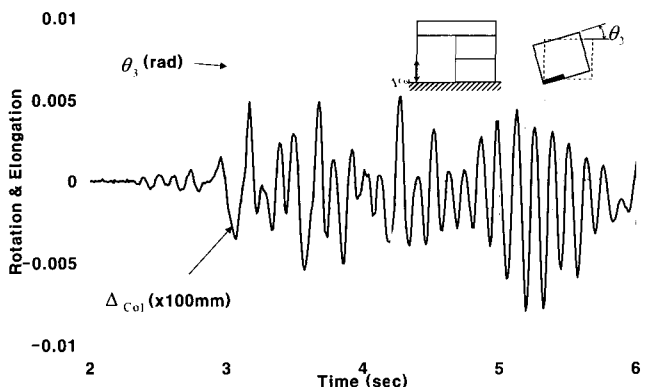


Fig. 18 Torsional deformation and elongation of exterior column of wall (Taft080)

그림 20은 Taft030과 Taft080에서 각 방향으로 최대변형을 보여줄 때 각 기둥의 축력을 설계값과 비교하였다. 설계값은 동적해석으로부터 구한 기둥의 축력에 IBC2000에서 시스템 초과강도계수($\Omega_0 = 2.8$)를 곱하여 구한 것이다. 이 그림으로부터 동적해석 즉, 모드해석으로부터 구한 축력의 범위와 실제 실험으로부터 나타난 범위가 모서리 기둥에서 매우 크게 차이가 남을 알 수 있다. 전단벽이 있는 골조내의 독립기둥의 경우 실험에서 얻은 범위는 거의 인장을 받지 않았으나 해석결과로는 인장, 압축 방향으로 같은 양의 힘을 받는 것으로 나타나고 있다. 기타 다른 모서리 기둥도 실험결과 인장, 압축에서 다른 값을 보임을 알 수 있다.

그림 21(a)와 (b)는 각각 Taft030과 Taft080일 때, 7개의 기둥에서 측정된 축력으로부터 두 직각방향에 대한 저항전도모멘트를 구한 결과이다. 2개의 기둥과 벽체 판넬의 축력이 포함되지 않았음에도 불구하고 지진방향으로 작용하는 저항전도모멘트($M_{OT,P}$)와 비교할 때 지진에 직각방향으로 작용하는 저항전도모멘트($M_{OT,T}$)도 상당한 양에 해당함을 확인할 수 있다. 또한 $M_{OT,T}$ 는 중심에서부터 한 방향으로만 움직이고 그 주기는 $M_{OT,P}$ 의 1/2에 해당하고 있다. 이러한 현상을 그림 22에서 대략적으로 보여주고 있다. 그림 22(a)는 모드해석 시 양방향 거동에 대한 움직임을 보여주고 있고, 그림 22(b)는 실험에서 보여주는 결과이다. 그림 21에서 0,1,2로 표시된 것과 그림 22에서 지진방향(B)에서 바라본 것

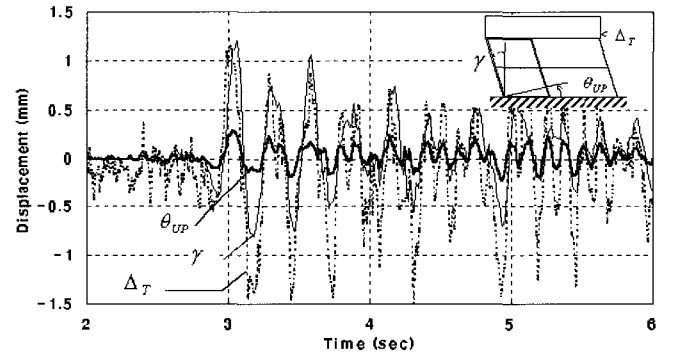


Fig. 19 Contribution of wall deformations to drift at transfer floor (Taft080)

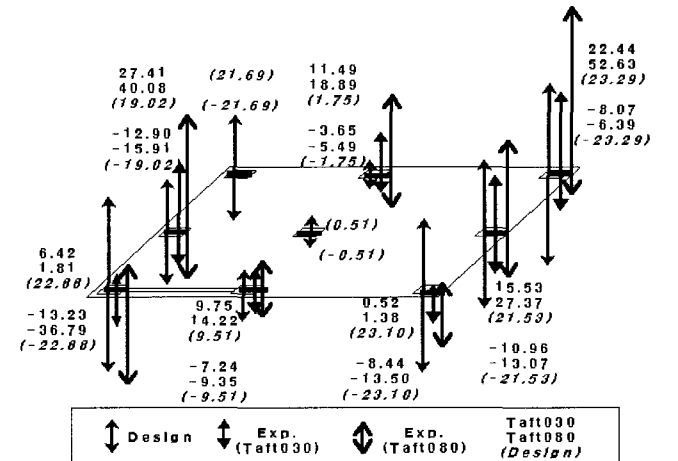


Fig. 20 Comparison of range in axial force of columns

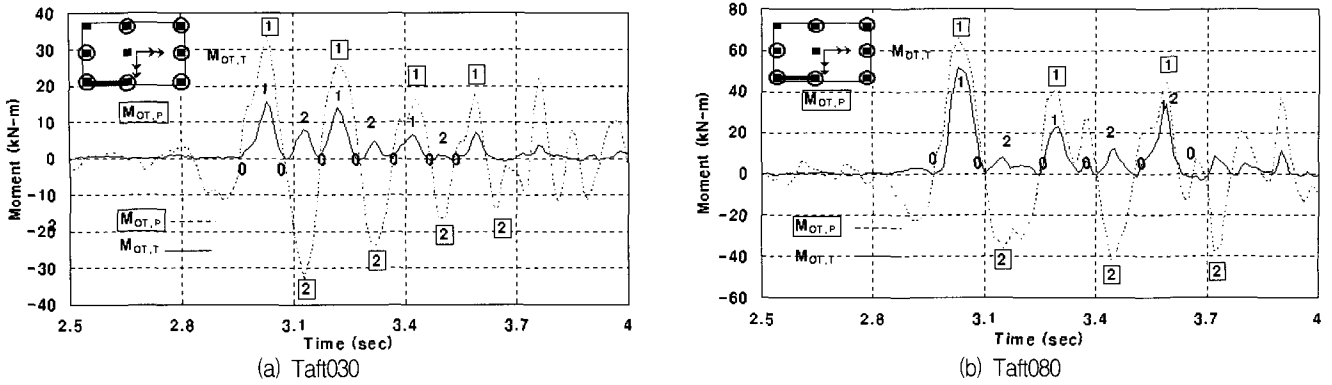


Fig. 21 Comparison of overturning moments in orthogonal direction

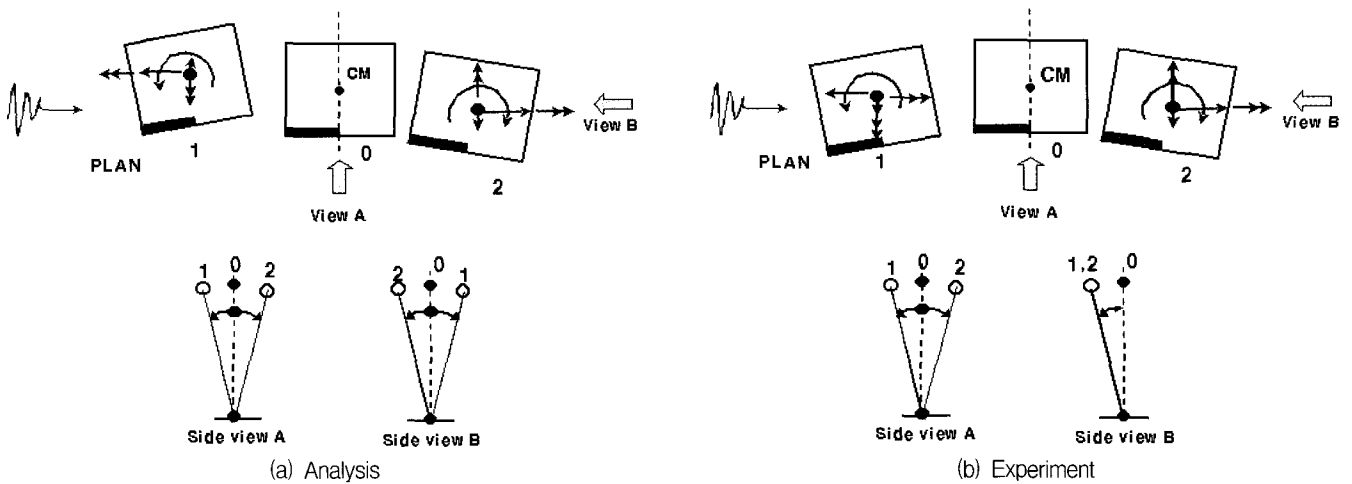


Fig. 22 Comparison of mode of vibration

으로 표시된 것을 비교해 보면, 모드해석의 결과(a)에서는 구조물의 움직임 방향에 따라 각 방향성분이 반대 거동을 보이지만, 실험결과(b)에서는 $M_{OT,T}$ 가 구조물의 움직임방향에 상관없이 한 방향 거동을 보여 모드해석결과와 차이를 확실히 알 수 있다. 이로부터 하부골조가 비틀림 거동을 하는 구조물의 경우 지진방향으로 작용하는 전도모멘트 이외에도 지진방향에 직각방향으로도 큰 전도모멘트가 작용하며, 지진에 직각방향의 전도모멘트 거동은 중심으로부터 왕복운동을 하는 것이 아니고 한 방향으로 반복적으로 움직임을 확인할 수 있었다.

8. 밀면전단력 - 밀면비틀림 모멘트 관계

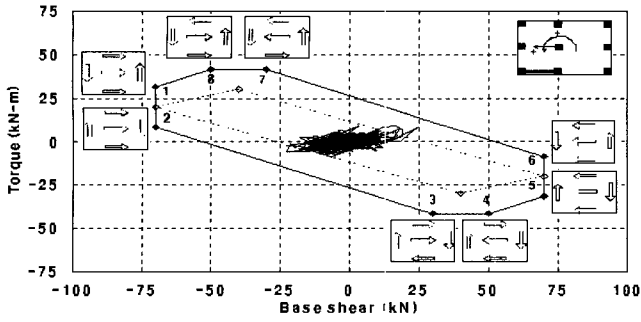
De la llera와 Chopra는 밀면전단력과 밀면비틀림 모멘트의 관계를 건물의 항복, 파괴모드와 결부하여 설명하였다.⁽⁹⁾ 이는 구조물이 항복 또는 비선형 거동을 일으키는 모드를 밀면전단력과 비틀림 모멘트가 교차축을 이루는 2 차원평면에서 표현한 것으로서 밀면전단력-비틀림 다이어그램(Base Shear - Torque Diagram : BST Diagram)이라고 부른다. 이 다이어그램은 지진에 수평한 방향과 수직인 방향으로 각 골조의 항복력에 따라 다른 모습을 나타낸다.

그림 10에서 포락선으로 보여주는 골조별 전이보층 변위와 전단력의 관계로부터 골조별로 완전탄소성모델로 이상화

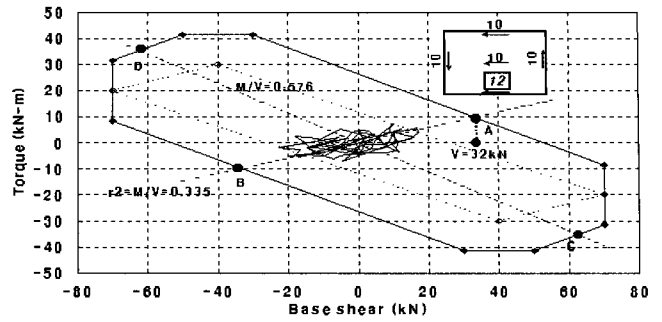
시킨 후 BST 다이어그램을 그렸다. 이 때 지진방향과 직각 방향 골조는 연약 골조 (Y3)와 같은 곡선을 가진다고 가정하였다. BST 다이어그램에서 외부 실선은 지진에 직각방향 골조의 기여를 포함하여 계산한 다이어그램이고, 내부의 점선은 이를 고려하지 않은 다이어그램이다.

BST 다이어그램의 각 선들이 의미하는 바는 다음과 같다: 1) 선 1-2와 선 5-6은 지진에 평행한 골조가 모두 항복함, 2) 선 3-4와 선 7-8은 비틀림에 의해 시계방향과 반시계방향으로 항복하고 내부골조는 탄성범위에 있음, 3) 선 2-3과 선 6-7은 강한 골조만 제외하고 모든 골조가 항복함, 4) 선 8-1과 선 4-5는 연약 골조를 제외한 모든 골조가 항복함.

모드벡터로부터 비틀림 모멘트와 밀면전단력의 비를 구할 수 있는데 그 비는 2차모드 일 때는 0.335이고 3차모드 일 때는 -0.576을 보여주었다. 위 두 관계와 BST 다이어그램을 그림 23(b)에서 보여주고 있다. 2차모드가 지배할 때 파괴 또는 항복하는 점을 구하면, 그림 23(b)에서 보듯이 나머지 골조는 모두 항복하고 강한 골조가 12kN의 힘을 받고, 그때 밀면전단력은 32kN임을 알 수 있다. 횡운동과 비틀림 운동이 연관된 상태에서는 구조물 전체 횡능력(70kN) 중 일부분만 기여함을 보여준다. 그림 23에서 Taft030일 때는 모든 시간대에 걸쳐 2차모드 시 가지는 비틀림 모멘트/전단력비(M/V비) 0.335를 나타내는 축으로 거동하지만 아직 항복에 이르지 못하였음을 보여준다. 그러나, Taft080일 때는 그

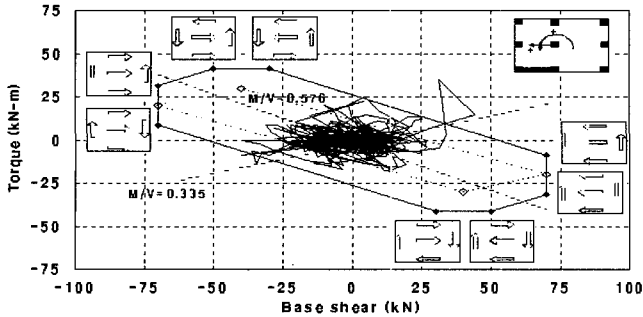


(a) 0sec~15sec

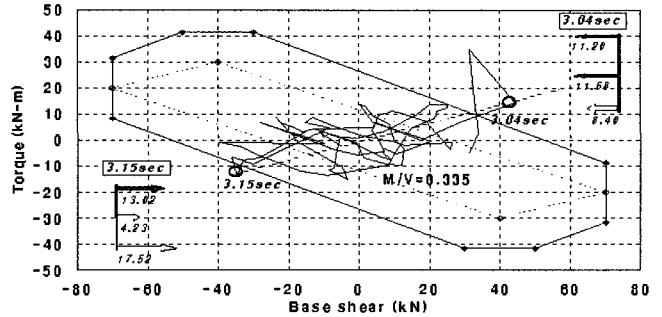


(b) 4sec~5sec

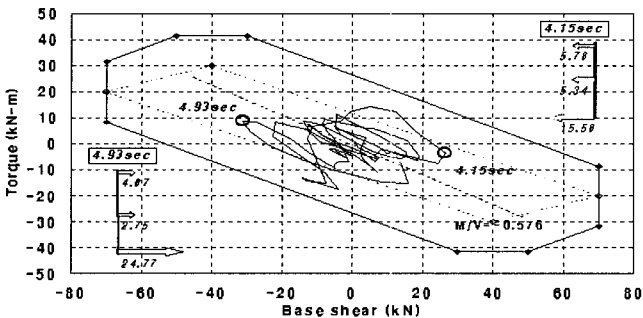
Fig. 23 Relation of base shear and torsional moment(Taft030)



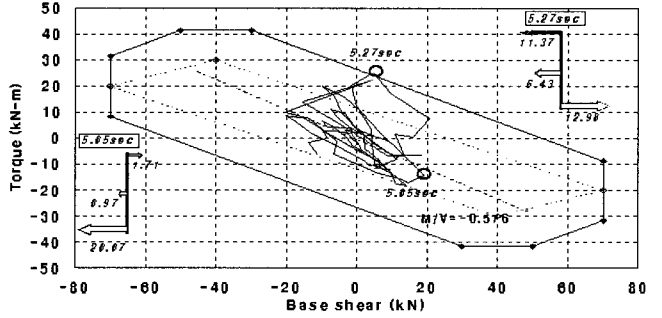
(a) 0sec~15sec



(b) 3sec~4sec



(c) 4sec~5sec



(d) 5sec~6sec

Fig. 24 Relation of base shear and torsional moment(Taft080)

림 24에서 3~4초 사이에서는 2차모드가 지배하며 3.04초와 3.15초에서 연약 골조가 항복하였으며, 3차모드가 지배하는 4초~6초에서는 밀면전단력과 비틀림 모멘트의 관계가 부의 관계로 바뀌며 그 M/V비도 3차모드형태로부터 유도한 -0.576에 평행하게 움직이는 것을 볼 수 있다. 3차모드 시에도 5.05초에서처럼 그래프의 폭이 커지면서 연약 골조가 항복에 도달할 수 있음을 보여주고 있다. 3차모드의 지배를 받는 시점에서 파괴양상은 그림 23(b)의 C 또는 D점에 이르러 파괴하기 보다는 그림 24(d)와 같이 밀면전단력은 작지만 큰 비틀림에 의해 파괴 또는 항복한다.

10. 결론 및 향후 연구과제

이상으로부터 다음과 같이 결론을 내릴 수 있다.

(1) 구조물의 불확실성으로 인해 발생하는 우발비틀림은 설계지진력 Taft030일 때는 상당한 부분이 정적해석으로부터

터 구한 결과의 범위 이내에 들어왔으나, 강한 지진력 Taft080일 때는 동적해석으로부터 구한 결과가 실험결과와 잘 맞았다. 그러나, 이는 지반운동의 비틀림에 의한 불확실성은 포함되지 않은 것이기 때문에 이를 포함했을 경우 기준에서 제시하는 우발비틀림의 고려방법이 부족할 수 있다.

(2) 횡운동과 비틀림운동이 연관되어 있을 때, 전도모멘트는 지진방향 뿐만 아니라 지진방향에 수직인 방향으로도 상당부분 작용하였으며, 일반적인 해석프로그램에서 수행하는 모드해석법으로는 이와 같은 거동을 예측하기에 부적절하였다.

(3) 실험에서 보여준 주된 운동형상은 모드해석으로부터 구한 구조물의 거동과 다른 양상을 보여주었다. 이와 같은 차이가 발생한 원인은 하부골조에서 비틀림에 의해 발생하는 warping현상과 직각방향으로 작용하는 전도모멘트로 인한 것으로 생각되는데, 이를 이론적으로 설명하기 위한 해석적인 연구가 더 필요하다.

(4) 중간정도의 지진에서는 병진운동과 비틀림운동이 동시에 발생하는 연계(coupled) 모드였으나, 강한 지진에서는 연약 골조가 항복하여 비탄성거동을 보이면서 비틀림모드로 바뀌는 현상을 나타내었다. 이는 BST다이아그램을 통해 보다 분명히 관찰할 수 있으며, 이에 따른 파괴진동모드의 예측은 능력설계 도입에 도움이 될 것이다.

감사의 글

본 연구에서 실험은 1999년도 건설교통부 국책과제인 “복합구조(전단벽+골조)의 내진설계기법 연구”의 일부로 수행되었으며, 건설교통부와 참여업체인 쌍용건설(주), 대한주택공사, 코오롱건설(주), (주)형상구조안전의 지원에 의한 것이다. 진동대 실험은 한국기계연구원에서 수행되었고, 이 실험 결과의 분석은 고려대학교의 연구년지원(2002.3~2003.2)과 한국과학재단과 일본학술진흥회의 방문연구(2002.8~2003.2) 지원에 의해 가능하였다. 이들 지원에 대하여 감사드린다.

참 고 문 헌

1. Lee et al., “Shaking Table Tests of a High RC Bearing-Wall Structure with Bottom Piloti Stories,” *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 1 No. 1, 2002, pp. 47-54.
2. Lee et. al, “Effect of Shear Walls on Seismic Performance of Piloti-Type High-Rise RC Bearing-Wall Structures,” *Structural Engineers World Congress 2002*, 2002, Yokohama.

3. De la llera, J. C. and Chopra, A. K., “Understanding the inelastic seismic behaviour of asymmetric-plan buildings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1995, pp. 549-572.
4. Tso, W. K. et al., “Design of torsionlly unbalanced structural systems based on code provisions 1: ductility demand,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, 1992, pp. 609-627.
5. Rutenberg, A. et al., “Nonlinear response of asymmetric building structures; a state of the art review,” *Non-linear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Applied Science, pp. 281-305.
6. Chandler, A. M. et al. “Evaluation of factors influencing the inelastic seismic performance of torsionally asymmetric buildings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, 1991, pp. 87-95.
7. 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설, 대한건축학회, 2000.
8. Hiroshi Hosoya, “Shaking Table Tests of Three-Dimensional scale Models of Reinforced Concrete High-Rise Frame Structures with Wall Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, 1995, pp. 765-780.
9. Zia, P., *Principles of Model Analysis*, ACI SP-24, Michigan, 1970, pp. 19-39.
10. 건설교통부, “내진설계기준연구(II)-내진설계성능기준과 경제성평가,” 건설교통부, 1997.
11. International Code Council(ICC), *International Building Code 2000*, ICC.