

비대칭 조적벽이 있는 RC건축물의 지진응답 평가

Evaluation of Seismic Response of RC Structure with Asymmetric Masonry Infill Walls



고 현*
Ko, Hyun



최 병 태**
Choi, Byeong-Tae

1. 연구배경

철근콘크리트 건축물에서 비내력 조적벽은 내부 칸막이벽이나 중저층 규모의 건물 외벽에 흔히 시공된다. 비내력 조적벽을 가진 철근콘크리트 건축물은 과거에 일반적으로 시공되었으며 최근에는 인건비의 증가로 그 경우가 줄었으나 소규모의 건축물로 여전히 시공되고 있는 형태이다. 그렇지만 대부분의 경우에 구조설계시 주된 지진력 저항시스템은 철근콘크리트골조로 건물의 모험화에서 비내력벽은 비구조체이며 구조물의 거동에 유리하게 작용할 것이라는 가정으로 무시된다. 따라서 그에 따른 구조물의 시스템 응답의 영향 또한 무시하게 된다. 그러나 비내력 조적벽 질량과 강성은 구조체의 한 부분으로 작용하여 구조물의 지진응답을 변화하거나 구조물의 동적특성을 변화시킬 수 있다. 그리고 구조물이 비대칭 평면을 가지면 지진하중 작용시에 취약한 구조물이 되기 쉽다. 대부분의 비대칭 구조물은 질량중심과 강성중심이 일치하지 않으며 이는 수평하중이 작용할 때 수

평진동뿐 아니라 비틀림 진동이 동시에 발생한다. 이는 모서리 기둥에 더 큰 변형을 일으키고, 이러한 비틀림 거동은 지진에 의한 구조물의 붕괴에 중요한 요소 중 하나로 밝혀졌다. 구조물의 비대칭은 공간의 사용 목적에 의하여 골조가 비대칭적으로 배치되거나 비내력벽의 개구부 차이에 의하여 발생될 수 있다. 이처럼 비대칭 평면을 가지는 구조물은 앞서 언급한 비내력벽의 영향과 상호작용하면 구조물의 연약층 발생을 촉진할 수 있을 뿐 아니라 비내력벽에 의한 단주현상 발생시에 비틀림에 의한 추가적인 전단력이 작용할 수 있어서 보다 성능이 취약한 구조물이 되기 쉽다. 또한, 골조에 의한 비대칭 구조물은 비틀림의 영향을 고려하여 설계될 수 있으나 비내력벽에 의한 비틀림은 설계시에 비내력벽을 대부분 고려하지 않기 때문에 비틀림의 영향이 고려되지 않고 설계가 되어서 더욱 취약할 가능성이 있다.

이처럼 비내력벽은 구조물의 전체 응답에 불리하게 작용할 수 있으며, 비대칭 평면을 가지면 더욱 취약하게 작용할 수 있을 것으로 판단된다. 본 연구에서는 비대칭 조적벽이 배치되어 있는 구조물의 내진성능에 비내력 조적벽이 어떠한 영향을 주는지를 평가하기 위하여 현재 제

* 정회원 · (주)아이스트, 과장, 공학박사

** (주)아이스트, 사원

안되어 있는 방법을 적용하고자 하였다. 비선형 정적해석을 이용한 내진성능 평가 방법이 효율성과 정확성 면에서 가장 합리적이 방법으로 알려져 있으므로 여기서는 비틀림을 고려할 수 있도록 확장시킨 N2 Method의 적합성을 평가하기 위하여 비선형 시간이력해석과 선형 시간이력해석을 수행하고 비틀림 응답결과를 비교하여 적합성을 평가하였다.

2. N2 method

N2 method는 능력스펙트럼법과 유사한 방법으로 다자유도 모델의 비선형 정적해석과 등가 단자유도 모델의 응답스펙트럼 해석을 결합한 방법이다. Fajfar et al.(2005)에 의해서 비대칭 구조물의 비틀림을 평가할 수 있도록 확장되었고, Dolsěk과 Fajfar(2005)는 비내력 조적벽이 있는 구조물에 적용할 수 있도록 확장하였다. 이 장에서는 각 방법에 대해서 간단히 요약하였다.

2.1 기존의 N2 method

먼저 능력스펙트럼을 결정하기 위해서 구조물의 모드형상을 가정하고 결정된 모드형상 Φ_i 에 따라 수평하중을 분배하고 이를 구조물에 적용한다.

$$P_i = m_i \Phi_i \quad (1)$$

변위를 목표변위까지 일정하게 증가시키면서 전단력(V)과 지붕층 변위(D)의 관계를 결정하여 이를 각각 식(2)와 같이 등가 단자유도의 밀면전단력(F^*)과 변위(D)로 변환한다.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma}, \quad F^* = \frac{V}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{L^*} \quad (2)$$

여기서 지붕의 모드형상계수가 1이 되도록 모드형상을 정규화 한다. m^* 는 유효질량이다. 등가 단자유도의 힘-변위관계를 식(3)을 기본주기(Initial period)로 하는 이

선형 곡선으로 이상화 한 후 식(4)를 이용하여 밀면전단력을 응답 가속도(S_a)로 변환하여 최종적으로 응답가속도와 응답변위의 관계로 표현한다.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (3)$$

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (4)$$

선택된 탄성요구스펙트럼에서 주기 T^* 에 대응되는 요구가속도(S_{ae})를 구하고, 식(5)와 같이 요구가속도(S_{ae})와 최대능력가속도(S_{ay})를 이용하여 강도저감계수(R)를 결정한다. 구조시스템에 따른 강도저감계수(R), 연성도(μ)와 주기(T)의 관계에서 연성도가 정해지고 식(6)을 이용하면 최종 성능점이 산정된다.

$$R = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (5)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R} S_{de} \quad (6)$$

2.2 N2 method의 확장

Dolsěk과 Fajfar(2005)는 비내력 조적벽이 있는 구조물에 적용하기 위하여 기존의 N2 method를 확장시켰다. 먼저 능력곡선을 4선형으로 이상화하여 비내력 조적벽의 영향을 고려하였다. 그리고 비내력 조적벽의 붕괴로 인하여 발생하는 강도 저감을 고려할 수 있는 새로운 $R-\mu-T$ 관계를 제안하였다. 제안된 $R-\mu-T$ 관계는 다음과 같다.

$$\mu = \frac{1}{c}(R - R_0) + \mu_0 \quad (7)$$

$$c = \begin{cases} 0.7(T/T_c) & \dots R \leq R(\mu_s), T \leq T_c \\ 0.7 + 0.3\Delta T & \dots R \leq R(\mu_s), T < T_c \leq T_D^* \\ 0.7\sqrt{r_\mu}(T/T_c)^{1/\sqrt{r_\mu}} & \dots R > R(\mu_s), T \leq T_c \\ 0.7\sqrt{r_\mu}(1 - \Delta T) + \Delta T & \dots R > R(\mu_s), T < T_c \leq T_D^* \\ 1 & \dots T > T_D^* \end{cases} \quad (8)$$

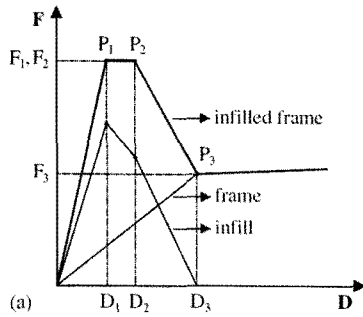
$$\mu_0 = \begin{cases} 1 & \dots R \leq R(\mu_s) \\ \mu_s & \dots R > R(\mu_s) \end{cases} \quad (9)$$

$$R_0 = \begin{cases} 1 & \dots R \leq R(\mu_s) \\ R(\mu_s) & \dots R > R(\mu_s) \end{cases} \quad (10)$$

$$R(\mu_s) = \begin{cases} 0.7(T/T_c)(\mu_s - 1) + 1 & \dots T \leq T_c \\ (0.7 + 0.3\Delta T)(\mu_s - 1) + 1 & \dots T < T_c \leq T_D^* \\ \mu_s & \dots T > T_D^* \end{cases} \quad (11)$$

$$T_D^* = T_D \sqrt{2 - r_\mu}, \quad \Delta T = \frac{T - T_c}{T_D \sqrt{2 - r_\mu} - T_c} \quad (12)$$

여기서 $\mu_s = D_2/D_1$, $r_\mu = F_3/F_1$ 이다.



〈그림 1〉 Infilled frame의 이상화된 힘-변위관계

Fajfar et al.(2005)은 탄성해석인 선형 시간이력해석을 이용하여 비틀림의 영향을 평가하는 방법을 기존의 M2 Method에 결합하여 비대칭 순수골절 구조물에도 적용할 수 있게 하였다. 이는 비틀림 응답의 영향은 선형구간이나 비선형시작구간에 두드러지며 비선형거동이 커질수록 비틀림의 영향이 줄어들어 탄성응답이 대다수의 경우에서 대략적으로 유사한 결과나 보수적인 결과를 얻을 수 있다는 판단에서 제안되었다.

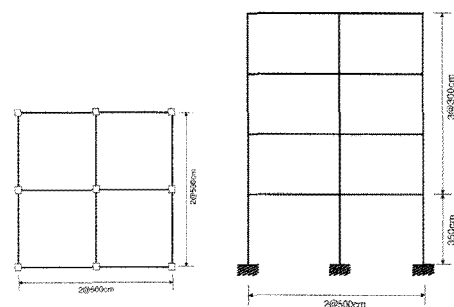
확장된 N2 Method를 이용하여 내진성능을 평가하는 개략적인 방법은 다음과 같다. 먼저 3차원 모델을 가지고 두 수평방향에 대하여 독립적으로 기존의 N2 Method를 이용하여 질량중심의 변위를 결정한다. 각 방향에 비선형 정적해석을 수행할 때 (+), (-) 방향 모두 수행하고 큰 값을 선택한다. 다음으로 3차원 모델을 이용

하여 선형시간이력해석을 역시 각 방향에 대하여 독립적으로 (+), (-) 방향 모두 수행하고 큰 값을 선택하여 해석결과를 SRSS 조합한다. 이 과정에서 결정된 각 절점의 변위를 질량중심의 변위에 대해서 변위비로 산정한다. 연구 결과에서 비틀림에 유연한(flexible) 면에서는 대략적으로 유사하거나 보수적인 값을 주었지만 비틀림에 의하여 변위가 저감되는 비틀림에 강한(stiff) 면에서는 평가에 제약이 있어 변위비가 1보다 작은 경우에는 1을 적용한다. 이렇게 결정된 변위비를 질량중심의 변위에 곱하여 최종 성능점을 결정한다.

3. 예제구조물 및 지진하중

3.1 예제구조물

예제구조물은 4층 2경간 철근콘크리트 중간모멘트골조를 선택하였다. 예제구조물의 평면도와 입면도는 〈그림 2〉와 같이 스패ンは 5m, 층고는 1층은 3.5m 1층을 제외한 나머지 층은 3m이다. 예제구조물의 기둥과 보에 적용된 콘크리트 항복강도는 21MPa, 철근의 항복강도는 300MPa이다. 설계하중은 각각 $5.5kN/m^2$ 과 $2kN/m^2$ 의 고정하중과 적재하중을 사용하였고 풍하중과 지진하중은 IBC (2006)에 따라서 결정하였다. 풍하중의 산정에서는 기본풍속에 85mph를 적용하였고 지진하중은 중진지역 수준으로 S_s 는 0.75, S_1 는 0.3으로 지반 종류는 B 그리고 중요도 계수는 1.25를 선택하여 강기둥-약보의 개념을 적용하여 설계하였다. 부재설계는 ACI 318-05를 적용하였고 설계프로그램은 범용프로그램인 MIDAS/Gen(Ver.7.4.0)을 사용하였다.

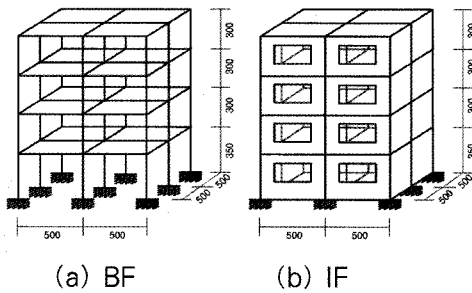


(a) 평면 (b) 입면

〈그림 2〉 예제구조물

3.2 해석 모델

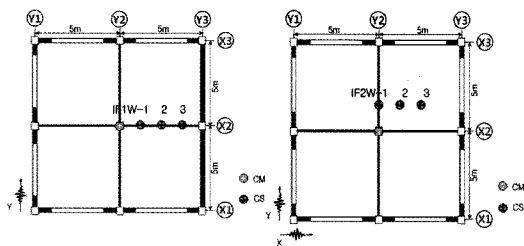
해석모델은 <그림 3>과 같이 비내력 조적벽의 유무에 따라서 Bare Frame(BF), Infill Frame(IF)으로 구분하였다. IF모델은 개구부에 의한 비대칭 비내력 조적벽이 구조물의 내진성능에 미치는 영향을 평가하기 위하여 <표 1>과 같이 각 면에서 조적벽 개구부의 크기를 달리하여 <그림 4>와 같이 1방향 강성비대칭인 해석모델 IF1W-1, 2, 3과 2방향 강성 비대칭인 IF2W-1, 2, 3으로 구분하였다. 여기서 1W는 1방향 비대칭을 나타내며, 2W는 2방향 비대칭을 나타낸다.



<그림 3> 해석모델

<표 1> 강성비대칭 모형의 개구부 크기(단위: cm)

개구부 위치	IF1W-1	IF1W-2	IF1W-3	IF2W-1	IF2W-2	IF2W-3
X1	100	200	300	200	200	200
X3	100	200	300	100	100	100
Y1	100	200	300	100	200	300
Y3	0	0	0	100	100	100



(a) 1방향 (b) 2방향

<그림 4> 비내력벽에 의한 강성비대칭 모형

해석모델은 비틀림을 고려하기 위하여 3차원으로 모형화하여 Opensees 프로그램으로 해석하였다. 모든 보와 기둥은 부재 전체에 걸쳐 비탄성 거동을 발생시키는 분포형 힌지모델을 적용하였고 단면은 fiber 요소로 정의하였다. 콘크리트의 이력특성은 단면에서 코어 부분의 콘크리트가 횡철근에 의해서 구속되어 있는 특성을 반영하기 위하여 구속되지 않은 콘크리트와 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 Mander의 방법으로 정의하였다. 철근의 이력특성은 항복 후 경화비가 2%인 완전 탄소성모델을 이용하였다. 부재의 비틀림은 ACI 318M-08에 따라 강성을 구하였다.

조적벽은 압축력만 저항하는 2개의 등가 스트럿으로 모형화하였다. 조적벽의 초기강성 K_{in} 과 유효폭 W_{ef} 은 FEMA-356과 NZSEE(2006)에서 적용하고 있는 식(13)과 식(14)를 이용하였다.

$$K_{in} = \frac{E_w W_{ef} t_w}{\sqrt{H^2 + L^2}} \cos^2 \theta \quad (13)$$

$$W_{ef} = 0.175 (\lambda H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad (14)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_c I_h}}$$

여기서 E_w 는 조적벽의 탄성계수, E_c 는 콘크리트의 탄성계수, t_w 는 조적벽의 두께, I_h 는 골조기둥의 단면2차모멘트, H 는 층높이, H_i 는 조적벽의 높이, L 은 골조의 경간 길이, θ 는 골조의 대각선 기울기이다.

개구부의 영향은 Dawe and Seah(1998)에 의하여 제안되고 NZSEE(2006)에 적용하고 있는 식(15)에 의해서 산정되는 계수 $\lambda_{opening}$ 를 이용해서 조적벽의 강도와 강성을 저감시켰다.

$$\lambda_{opening} = 1 - \frac{1.5L_{opening}}{L_i}; \lambda_{opening} \geq 0 \quad (15)$$

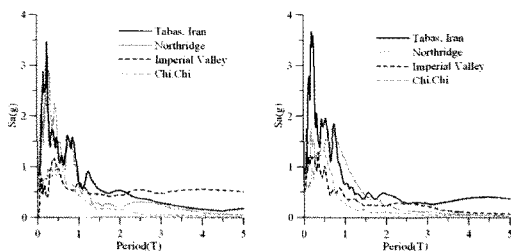
여기서 $L_{opening}$: 개구부 폭

3.3 지진하중

본 연구에서 예제구조물의 해석에 적용되는 지진하중은 Tabas, Northridge, Imperial Valley 그리고 Chi Chi 4가지를 선택하였고 각 지진하중의 특성은 <표 2>와 같다. 각 지진하중은 유효최대지반가속도(EPA)를 설계에서 고려한 지진구역의 설계스펙트럼 가속도(MH, MCE/1.5)인 0.2g와 재현주기 2400년의 지진위험도로 정의된 최대예상지진의 스펙트럼 가속도(MH, MCE)인 0.3g (0.2g×1.5)의 수준으로 그리고 강진지역인 샌프란시스코 지역의 설계스펙트럼 가속도(HH, MCE/1.5)인 0.53g와 최대예상지진의 스펙트럼 가속도(HH, MCE)인 0.8g (0.53g×1.5)의 수준으로 조정하였다 Y-방향성분을 기준으로 조정계수는 결정하고 X-방향성분에는 같은 조정계수를 적용하였다. 선택된 지반가속도의 응답스펙트럼은 <그림 5>에 나타내었다.

<표 2> 지진하중

Earthquake	Station	Magnitude (Mw)	Direction X		Direction Y	
			성분	PGA(g)	성분	PGA(g)
Tabas, Iran, 1978	CDMG 57383 Gilroy Array #6	7.35	TAB-LN	0.836	TAB-TR	0.852
Northridge, 1994	USGS/VA 637 LA	6.69	0637-270	0.749	0637-360	0.934
Imperial Valley, 1979	USGS 952 El Centro Array #5	6.53	H-E230	0.379	H-E140	0.519
Chi Chi, 1999	CWB 99999 TCU045	7.62	TCU-E	0.474	TCU-N	0.512



(a) X-방향 (b) Y-방향

<그림 5> 가속도 응답스펙트럼

4. 확장된 N2 Method의 검증

비틀림을 고려하기 위하여 확장된 N2 method의 절차는 크게 비선형정적해석을 이용한 질량중심 변위의 결정과 선형시간이력해석을 이용하여 변위비를 결정하는 2가지 절차로 나누어진다.

4.1 최상층의 질량중심 변위산정

질량중심 변위의 결정을 위해서 하여 우선 먼저 기존의 $R-\mu-T$ 관계를 적용한 N2 method를 이용한 질량중심 변위와 비내력 조적벽을 고려하기 위하여 4선형으로 이상화한 능력곡선과 $R-\mu-T$ 관계를 적용한 수정된 N2 method를 이용한 질량중심 변위를 비선형 시간이력 해석 결과와 비교하여 보았다. 그 결과는 각각 <표 3>과 <표 4>에 나타내었다. 각 표에 비선형 시간이력해석의 결과를 정해라고 가정하고 산정된 질량중심 변위의 오차를 나타내었다. Tabas 지진의 경우에는 수정된 $R-\mu-T$ 관계 적용한 결과가 오차가 더 크게 나타났으나 전반적으로 수정된 $R-\mu-T$ 관계를 적용한 결과가 그 오차는 적었다. 그리고 전반적으로 수정된 $R-\mu-T$ 관계를 적용한 결과에서 기존의 관계를 적용한 N2 method를 이용한 질량중심 변위를 더 크게 평가하였다. 그러므로 비내력벽을 가진 구조물의 경우는 수정된 $R-\mu-T$ 관계를 적용하는 것이 합당하다고 판단된다. 비록 선형해석을 이용한 방법에 비하여 나은 결과를 주기는 하지만 전체적으로 오차가 크게 평가되었다.

4.2 변위비 산정

확장된 N2 Method는 비틀림의 평가를 선형 시간이력 해석이나 응답스펙트럼해석을 이용하여 질량중심에 대한 변위비를 산정하여 비틀림 효과를 반영한다. 따라서 여기서는 비선형 정적해석을 이용한 질량중심의 변위 산정이 정해라고 가정을 하고 선형 시간이력해석을 이용한 비틀림 평가가 적절한 결과를 주는지 비선형 시간이력해석의 결과와 비교하여 평가하여 보았다.

각 모델별로 비틀림에 유연한(flexible) 면에서 층간변위비를 산정하고 선형 시간이력해석의 결과를 비선형 시

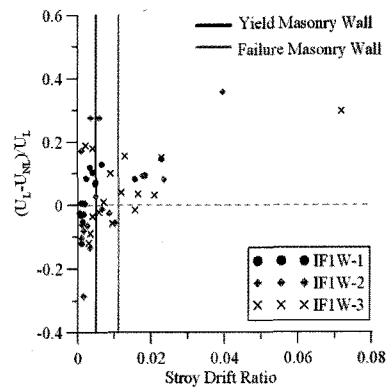
〈표 3〉 기존의 N2 method와 THA에 의한 질량중심변위 비교(단위: cm)

EQ	IFW-1			IFW-2		
	N2	THA	오차	N2	THA	오차
Tabas	4.88	2.27	115%	3.73	2.39	56%
Northridge	3.67	8.05	-65%	3.94	13.79	-82%
Imperial	3.63	5.26	-41%	4.27	4.90	-23%
Chi Chi	2.38	6.28	-63%	4.25	6.90	-39%

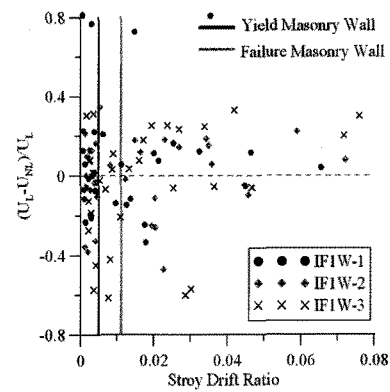
〈표 4〉 수정된 N2 method와 THA에 의한 질량중심변위 비교(단위: cm)

EQ	IFW-1			IFW-2		
	N2	THA	오차	N2	THA	오차
Tabas	7.23	2.27	218%	5.47	2.39	129%
Northridge	5.45	8.05	-23%	5.37	13.79	-62%
Imperial	5.41	5.26	0.03%	5.84	4.90	19%
Chi Chi	3.40	6.28	-46%	5.87	6.90	-15%

간이력해석의 결과와 비교를 하여 〈그림 6〉과 같이 오차로 나타내었다. 오차는 $(U_{Linear} - U_{nonLinear}) / U_{Linear}$ 로 나타내어 0보다 크면 선형 시간이력해석의 결과가 비선형 시간이력해석의 결과에 비하여 안전측으로 평가하는 것이고, 0보다 작으면 선형 시간이력해석의 결과가 과소평가하는 것으로 볼 수 있다. 확장된 N2 method가 제안된 배경이론에 의하면 구조물의 비선형 거동이 커질수록 비틀림의 영향이 줄어들어서 선형 시간이력해석의 결과가 비선형 시간이력 해석과 유사하거나 안전측인 값을 주어야 한다고 하였다. 즉 오차는 0 이상의 값을 주어야 한다. 해석결과로 나타난 경향을 보면 1방향 강성비대칭인 구조물은 〈그림 6(a)〉에서와 같이 전체적으로는 비선형 거동이 커짐에 따라서 오차가 0 이상의 값을 주는 것을 볼 수 있었다. 그리고 비내력벽이 항복 또는 파괴하기 이전의 오차가 -30%~30% 사이에 분포되어 나타났지만 층간변위비가 커질수록 0이하에서 오차범위가 줄어들어 가는 것을 볼 수 있다. 2방향 강성비대칭 구조물은 〈그림 6(b)〉에서와 같이 층간변위비가 0.05까지는 오차



(a) 1방향 강성비대칭



(b) 2방향 강성비대칭

〈그림 6〉 선형해석과 비선형해석의 층간변위비에 대한 오차

가 0 이하의 값이 나타났으며 층간변위비가 0.03 이하에서는 오차가 40%~60%사이에서 분포하였다. 이와 같이 층간변위비가 적을 때에 오차가 크게 나는 것은 비선형해석을 위한 모델의 부재를 fiber 요소로 모형화하였고 콘크리트 부재의 이력거동이 탄성구간 이내에서도 완전한 선형은 아니므로 지진하중의 특성에 따라서 선형 시간이력해석과 차이를 보인 것으로 판단된다. 선형 시간이력해석이 과소평가할 때는 비내력벽에 의한 비대칭에 의하여 변위가 비틀림에 유연한 면에 집중이 되고 비내력벽의 비선형 거동에 의한 강성 및 강도저감이 비틀림에 강한(stiff) 면의 거동에 의한 비내력벽의 강성 및 강도저감보다 큰 경우이며, 반대로 선형 시간이력해석이 과대평가할 때는 위와는 반대의 경우이다. 또한, 비선형 거동이 많이 일어나면 양면에서의 비내력벽이 붕괴하여 비내력벽에 의한 강성의 비대칭 정도가 작아져서 질량중

심과 강성중심의 거리가 줄어들어 비틀림의 영향이 줄어드는 것으로 판단된다. 위의 결과를 볼 때 비내력벽이 있는 구조물의 경우에 선형 시간이력해석을 이용한 비틀림 응답의 평가 방법은 비내력벽의 강성 및 강도의 영향 때문에 비선형 거동이 상당히 발생한 경우에도 비틀림에 유연한 면에서 과소평가하는 경우가 나타나거나 유연한 면과 강한 면 모두에서 오차율이 크게 나타났다. 위의 결과로 Fajfar 가 제안한 비틀림 응답 평가 방법으로는 비내력벽이 있는 구조물의 비틀림 응답 평가를 정확하게 반영하지 못하는 것을 의미하며 정확한 평가를 위해서는 비선형 시간이력해석을 수행하는 것이 합당하다고 판단된다.

5. 결론

본 연구 구조물에 비대칭 조적벽이 배치되거나 비대칭 구조물에 비내력 조적벽을 고려하였을 때 구조물의 내진 성능에 비내력 조적벽이 어떠한 영향을 주는지를 평가하고자 내진성능평가를 위하여 기존에 제안된 N2 method 를 비틀림을 고려할 수 있도록 확장한 방법을 평가하여 보았다. 이상의 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 비내력 조적벽의 붕괴에 의해서 나타나는 강도저감을 고려할 수 있도록 4선형으로 이상화된 등가단자유도를 이용하여 수정된 $R-\mu-T$ 관계를 이용한 질량중심의 변위를 산정한 결과로 기존에 2선형으로 이상화된 등가단자유도를 이용하여 정의된 $R-\mu-T$ 관계보다 대체적으로 나은 결과를 주었다. 그러나 정적해석이므로 비선형 시간이력해석의 결과와 어느 정도의 오차가 있었다.

2. 비대칭 비내력 조적벽이 배치된 구조물은 비틀림에 유연한 면에 변위가 집중되어 조적벽이 먼저 항복과 붕괴를 하여서 강성중심과 질량중심의 거리차를 더욱 크게 하였다. 따라서 비선형 거동이 상당히 진행되어도 선형 시간이력해석을 이용한 결과가 비틀림에 유연한 면의 응답을 과소평가 하는 경우가 나타났다. 전반적으로는 비선형 거동이 커질수록 이러한 현상은 줄어들었다. 따라

서 비틀림을 고려하기 위하여 확장된 N2 method는 비내력 조적벽이 있는 구조물에 적용하기에 적합하지 않다고 판단된다.

그러나 위의 결론들은 선택한 예제구조물에 해당되는 결론이므로 보다 일반적인 결론을 도출하기 위해서는 다양한 예제구조물과 다양한 변수를 가지고 추후연구를 진행하여야 할 것으로 보인다. 그리고 비선형 정적해석방법을 이용하여 비내력 조적벽을 고려한 구조물의 비틀림 응답을 평가하기 위해서는 기존의 방법의 수정이나 새로운 방법이 제안되어야 할 것으로 판단된다.

- 참고문헌 -

1. Dawe, J. L., Seah, C. K., "Lateral load resistance of masonry panels in flexible steel frames," Proceedings of the eighth international brick and block masonry conference. Trinity College, 1998.
2. Dolsěk, M., and Fajfar, P., "Mathematical modelling of an infilled RC frame Structure based on the results of pseudo-dynamic tests," Earthquake Engng Struct. Dyn., Vol. 31, pp.1215-1230, 2002.
3. Dolsěk, M., and Fajfar, P., "Inelastic Spectra for infilled reinforced concrete frames," Earthquake Engng Struct. Dyn., Vol. 33, pp.1395-1416, 2004.
4. Erduran, E., "Assessment of current nonlinear static procedures on the estimation of torsional effects in low-rise frame buildings," Engineering Structures, Vol.30, pp.2548-2558, 2008.
5. Fajfar, P., "A Nonlinear Analysis Method for Performance based Seismic Design," Earthquake spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, 2000.
6. Fajfar, P., Marušić, D. and Peruš, I., "Torsion Effects in the Pushover-based Seismic Analysis of Buildings," Journal of Earthquake Engineering, Vol.

9, No. 6, pp.831-854, 2005.

7. Goutam Mondal, and Sudhir, K. Jain, "Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening," Earthquake spectra, Vol. 24, No.3, 2000, pp.710-723.

8. Hashemi, A. and Mosalam, K. M., "Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls," PEER Report 2007/100, University of California, Berkeley, 2007.

9. Mondal, G., and Jain, S. K., "Lateral Stiffness of Mansory Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening," Earthquake spectra, Vol. 24, No.15, 2008, pp.701-723.

10. Mosalam, K. M., White, R. N., and Gergely, P., "Stactic response of infillrd frames using quasi-static experimentation," Joural of structural engineering (ASCE), Vol.123, 1997, pp.1462-1469.

11. NZSEE, "Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes," New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2006.

12. Shing, P. B., and Mehrabi B. A., "Behaciour and Analysis of masonry-infill ed frames," Prog. Struct. Engng Mater., Vol. 4, 2002, pp.320-331.