

# 현행 내진설계 기준의 수평강도 요구에 대한 평가

## Evaluation of the Strength Required in Current Seismic Design Code

한 상 환\*      오 영 훈\*\*      이 리 형\*\*\*  
Han, Sang-Whan      Oh, Young-Hun      Lee, Li-Hyung

### 요 지

현행 내진설계 기준에서 사용하고 있는 반응수정계수는 설계지진하중과 유사한 지진발생시 구조물이 비선형 거동을 하도록 탄성응답에서 요구되는 밀면전단력 값을 낮추는 계수라 할 수 있다. 따라서 반응수정계수는 하중저감계수 (force reduction factor) 라고 할 수 있으며, 이러한 값들은 경험적으로 결정된 것이어서 예상지진에 대하여 구조설계자가 설계한 건물이 어느 정도의 비선형 거동을 할지는 예측하기가 힘들다.

본 연구에서는 목표가 되는 연성비(target ductility ratio)에 따라 요구되는 밀면전단력의 값을 구하고 이를 기준에서 요구하는 값과 비교할 것이다. 만약 요구되는 값이 기준 값 보다 크다면 이는 구조물이 가지는 부가강도(overstreth)나 잉여력(redundancy)이 담당해야 한다. 모멘트연성골조 건물을 설계한 후 이를 push-over 해석에 의하여 부가강도를 찾아 보아 요구강도와 비교할 것이다.

### Abstract

Current seismic design code is based on the assumption that the designed structures would be behaved inelastically during a severe earthquake ground motion. For this reason, seismic design forces calculated by seismic codes are much lower than the forces generated by design earthquakes which makes structures responding elastically. Present procedures for calculating seismic design forces are based on the use of elastic spectra reduced by a strength reduction factors known as "response modification factor". Because these factors were determined empirically, it is difficult to know how much inelastic behaviors of the structures exhibit. In this study, lateral strength required to maintain target ductility ratio was first calculated from nonlinear dynamic analysis of the single degree of freedom system. At the following step, base shear forces specified in seismic design code compare with above results. If the base shear force required to maintain target ductility ratio was higher than the code specified one, the lack of required strength should be filled by overstrength and/or redundancy. Therefore, overstrength of moment resisting frame structure will be estimated from the results of push-over analysis.

*Keywords* : force reduction factor, target ductility, required strength, overstrength, push-over analysis

\* 한양대학교 건축공학부, 전임강사  
\*\* 한양대학교 대학원 박사과정  
\*\*\* 한양대학교 건축공학부, 교수

• 이 논문에 대한 토론을 1998년 3월 31일까지 본 학회에 보내주시면 1998년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

현행 내진설계 기준들의 대부분은 인명보호 (life safety)를 위한 최소한의 규정이다. 물론 구조물의 중요도에 따라 각 기관에서 인명보호 보다는 지반운동에 대한 구조 및 비구조재의 피해가 없도록 하는 구조설계지침을 별도로 만들기도 한다. 하지만 일반적인 건물 설계를 위한 내진설계 기준에서 사용하는 목표한계상태 (target limit state)는 건물이 그 수명동안 경험하게 되는 지진 중 최대지진에 대하여 구조물과 비구조물의 손상이 인명에 피해를 주어서는 안된다는 것이다 (NEHRP, 1994). 우리 나라의 내진설계 기준은 1978년 홍성지진을 경험하면서 건설부 주관으로 지진피해 저감대책의 일환으로 제정되어 1988년부터 적용되고 있다. 우리 기준은 미국 응용기술협회 (Applied Technology Council)의 ATC 3-06과 ICBO (International Building Official)에서 만든 UBC (Uniform Building Code)를 기초로 하고 있다.

또한, 우리 나라의 내진설계 기준도 지진 발생 시 인명피해가 있어서는 안된다는 목표를 가지고 있다고 할 수 있으며, 다음과 같이 세 가지로 요약할 수 있다. (SEAOC "Blue Book" 해설)

- (1) 작은 지진 (Minor Earthquake)에 대해서는 비구조재와 구조재의 손상을 입어서는 안된다.
- (2) 중간 지진 (Moderate Earthquake)에 대해서 비구조재의 손상은 허용하지만 구조재의 손상은 방지되어야 한다.
- (3) 큰 지진 (Major Earthquake)에 대해서 비구조재 및 구조재의 손상은 허용할 수 있지만 붕괴 (collapse)로 인한 인명손상을 주어서는 안된다.

작은 지진, 중간지진, 큰 지진은 절대적인 지진의 크기 (Magnitude), 지반가속도의 크기 등으로 표현하는 것이 아니라 고려하고 있는 지역에서의 재현주기나 재현확률로 표현된다. 즉, 내진설계의 설계지진 (design earthquake) 하중은 건물이 위치할 지역에서 건물의 수명을 50년이라 가정할 때 그 수명동안 10% 발생할 수 있는 지진으로 정하고 있다. 이러한 지진하중은 재현주

기 (return period)로 환산하면 475년만에 한번 발생하는 지진으로서 연간발생률로 보면 0.0021이다. 이렇게 발생확률이 낮은 하중에 대하여 구조물이 탄성적으로 거동하도록 설계하지 않고 비선형 거동을 허용하는 현행 설계기준의 개념은 타당하다고 할 수 있다. 설계기준에서는 반응수정계수라는 하중저감계수 (force reduction factor)를 사용하여 설계지진에 대하여 구조물이 탄성적으로 거동하는데 필요한 설계하중 값을 낮추어 사용하게 된다. 따라서, 저감된 설계지진하중에 대해서 설계된 구조물은 설계지진의 작용시 비선형 거동을 하게 되는 것이다.

하중저감계수 (force reduction factor)는 1960년 미국의 캘리포니아 구조공학협회 (Structural Engineering Association of California)에서 만든 "Blue Book"이라 불리는 내진설계 지침서에서 처음 소개되었다. 이후, 하중저감계수는 수차례의 주요한 지진피해에 대한 경험을 토대로 그 형태가 변화하여 왔다. 하지만 반응수정계수 (하중저감계수)가 소개된지 40년이 지난 지금까지도 그 크기나 개념은 1960년에 소개된 것과 매우 유사하다. 이렇게 경험적으로 정해진 반응수정계수가 구조설계시 적용되므로 지진시 구조물에 대한 피해예측이 곤란한 상황이다. 또한 현행 기준에서는 반응수정계수를 구조형식별로 분류하고 있고 건물의 높이나 주기, 건물의 연성능력 등은 크게 고려하지 않고 있다. 예를 들면 1층의 모멘트 연성골조와 10층 연성골조의 반응수정계수는 동일하다. 반응수정계수의 출발은 고려되는 설계지진이 발생하였을 때 구조물이 허용할 수 있는 비선형 거동을 할 수 있도록 하기 위하여 도입된 것이다. 허용 비선형 거동을 연성비로 표시한다면 설계지진에 대하여 구조물이 목표가 되는 연성비에 도달할 정도의 비선형 거동을 하도록 탄성시 요구되는 밀면전단력 값을 낮추는 계수를 반응수정계수라 할 수 있다. Krawinkler 등 (1990)은 하중저감계수를 주기와 목표연성비의 변수로 구성되는 관계식을 제안하였다. 이 연구에서 하중저감계수는 주기와 목표 연성비에 밀접한 관계가 있음을 보여주고 있으며, 현행 내진설계

규정에서 구조방식에 의해서만 결정되는 반응수정계수의 문제점을 지적했다.

본 연구에서는 구조물의 주기와 목표연성비에 따라 요구되는 강도를 구한 후, 이를 규준에서 제안한 값과 비교할 것이다. 이때 구조물의 부가강도(Overstrength)와 잉여력(Redundancy)은 설계규준에서 규정한 값보다 큰 요구 강도를 충족시키는 역할을 하게 될 것이다. 따라서, 목표연성비 및 주기에 따라 구조물의 요구 강도와 부가강도를 정량적으로 평가하는 과정이 필요하다. 우선, 본 연구에서는 단자유도 구조물의 비선형 동적해석으로부터 요구 강도를 구하고, 몇 개의 모멘트 골조를 대상으로 비선형 Push-over 해석을 수행하여 규준으로 설계된 구조물의 부가강도를 평가할 것이다.

## 2. 요구강도 및 부가강도의 평가 방법

규준에서는 구조물에 작용하는 지진하중을 산정하기 위하여 구조물의 1차모드 고유주기에 해당하는 응답스펙트럼 값을 사용하여 요구되는 설계강도(Design Required Strength)를 산정하고 있다. 먼저 구조물의 요구강도를 평가하기 위하여, 설계규준에서 제시하고 있는 응답스펙트럼과 유사한 응답특성을 나타낼 수 있는 지진기록을 선정한다. 선정된 지진기록으로 부터 각각의 목표 연성비에 대한 비선형 응답스펙트럼(Inelastic Response Spectrum, IRS)을 계산하므로써 요구되는 강도를 산정하게 된다. 이 값과 규준에서 요구되는 강도를 비교하므로써 구조물의 소요 부

가강도가 산정된다. 또한, 본 연구에서는 현행 규준에 따라 높이가 다른 4개의 철골 모멘트골조를 설계하여 비선형 Push-over 해석을 수행하므로써 이 구조물에 대한 부가강도를 계산하고 그 타당성을 평가하고 있다.

그림 1은 본 연구의 단계적인 진행흐름을 보여주고 있다.

## 3. 응답스펙트럼에 맞는 지진하중의 선정

본 연구에서는 북미와 남미에서 기록된 총 7개의 지진파를 사용하였으며, 이들 지진기록에 대한 설명은 표1에 나타나 있다. 이 기록들을 지반계수 별로 본다면 S1에서 기록된 것이 3개, S2

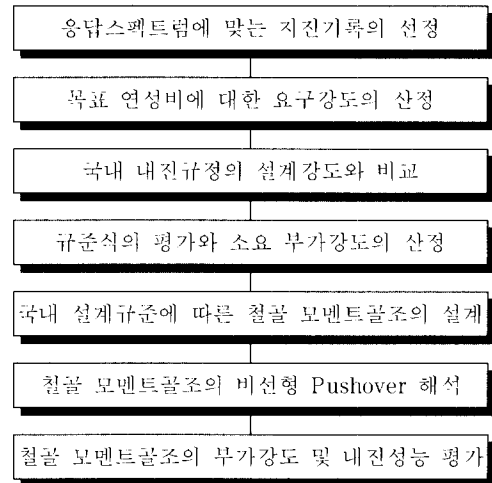


그림 1 연구진행의 방법

표 1 사용된 지진기록

No	Event Name	Station Name	Date	M	PGA (cm/sec <sup>2</sup> )	Soil Type
1	Offshore Eureka	Cape Mendocino	1994. 9. 1	7.2	23.3	S <sub>1</sub>
2	Western Washington	Olympia Highway Test Laboratory	1949. 4. 13	7.1	-177.8	S <sub>1</sub>
3	Whittier	Pacoima - Kagel Canyon	1987. 10. 1	6.1	154.9	S <sub>1</sub>
4	Santa Cruz MTNS(Loma Prieta)	Berkeley-Lawrence Berkeley Laboratory	1989. 10. 18	7.1	-114.4	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub>
5	Alaska	PRS Pirate Shake	1983. 2. 14	6.3	11.4	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub>
6	Alaska	ANH Anchorage Native Medical Center	1975. 1. 1	6.0	-70.4	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub>
7	Northridge	Alhambra - Fremont School	1994. 1. 17	6.7	-99.1	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub>

와 S3에서 기록된 것이 4개이다. 일반적으로 각각의 지반특성을 적절히 반영하면서 아울러 응답스펙트럼에 맞는 지진기록을 찾거나 만들기는 매우 어려운 일이다.

또한, 지진의 크기를 조정하는 방법은 최대 지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)의 크기를 조정하는 방법, 최대 지반속도(Peak Ground Velocity, PGV)의 크기를 조정하는 방법, 지진 에너지를 조정하는 방법 등이 있다. 본 연구에서는 여러 지진기록들을 PGA가 국내 내진설계기준에서 사용하고 있는 0.12g(구역2)에 맞도록 조정한 후 응답스펙트럼을 작성하여 기준의 것과 유사한 7개를 채택하였다. 그림 2에서는

7개의 지진기록의 PGA가 0.12g로 조정하여 각각의 지반조건에 따라 구한 탄성 응답스펙트럼(평균 및 평균+표준편차) 값과 미국의 NEHRP 내진규정(1994)의 값을 비교하여 보여주고 있다. 이 기준에서 제안하고 있는 응답스펙트럼의 산정식은 아래와 같다. 기준식에서는 식(1)에서 T 대신  $T^{2/3}$ 을 사용하고 있다. 이는 다자유도 구조물로서 고차모드의 영향을 반영하기 위한 것인데, 본 연구에서는 단자유도계를 대상으로 응답스펙트럼을 비교하므로 T를 사용한다.

$$S_a = \frac{1.2A_s S}{T} < 2.5A_s \quad (1)$$

#### 4. 요구강도의 산정

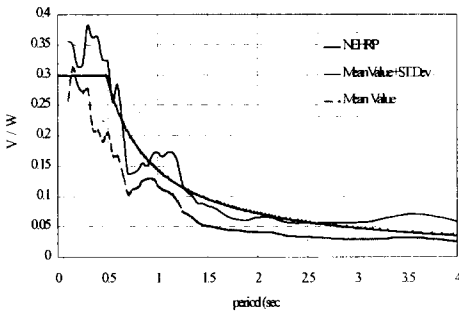
요구강도(strength demand) 및 부가강도(Overstrength)의 산정은 단자유도 구조물을 구성하여 각각의 지진에 대한 비선형 동적해석을 수행하므로써 얻어진다. 단자유도 시스템의 복원력 특성은 초기 탄성강성의 5%의 비탄성 강성을 갖는 이선형(bilinear) 모델로 구성되었으며, 감쇠상수는 0.05로 설정하였다. 한편, 시스템의 고유주기는 0.05초 간격으로 20개(0.05초~1.0초)와 0.1초 간격으로 30개(1.1초~4.0초)를 고려하였다. 비선형 동적해석은 다음과 같은 운동방정식에 대해서 선형가속도법을 적용하여 수행되었다.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + R(t) = -m\ddot{u}_g \quad (2)$$

이 식에서  $m$ 은 질량,  $c$ 는 감쇠상수,  $R(t)$ 는 스프링의 복원력을 나타낸다.  $\ddot{u}(t)$ 는 변위를 시간에 대하여 두 번 미분한 것을 나타내며,  $\ddot{u}_g$ 는 최대지반가속도를 0.12g로 조정한 지반가속도이다.

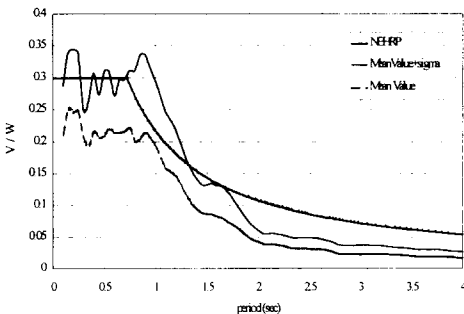
각각의 지반 가속도에 대하여 목표가 되는 연성비에 2.5%의 오차 이내로 수렴하도록 반복적인 계산과정으로부터 항복강도를 조정한다. 목표연성비를 만족하는 항복강도가 1개 이상인 경우는 큰 값의 항복강도를 선택하였다. 이때, 조정

Soil Type-S1, PGA=0.12



(a) S1 지반

Soil Type-S2&S3, PGA=0.12



(b) S2, S3 지반

그림 2 지반조건에 따른 탄성 응답스펙트럼의 비교 (최대 지반가속도=0.12g)

된 항복강도는 목표 연성비를 유지하기 위하여 필요한 요구 강도가 된다. 연성비는 아래식에 의하여 구할 수 있다.

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_e} \quad (3)$$

이 식에서  $\mu$ 는 연성비이고,  $u_{max}$ 는 지진에 대한 최대 상대변위 (relative displacement)이며  $u_e$ 는 조정된 항복강도에 상응한 항복시의 변위이다.

본 연구에서는 목표 변위연성비를 2, 4, 6, 8 및 10으로 정하여 요구되는 강도를 구하고 이를 표준식의 값들과 비교하였다. 대상으로 하는 구조물이 철골 모멘트연성골조이므로 반응수정계수는 6을 사용하였다. 우리나라의 표준식은 아래와 같다.

$$S_a = \frac{AICS}{R} \quad (4)$$

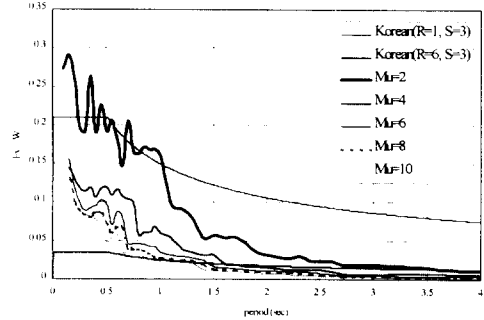
$$C = \frac{1}{1.2\sqrt{T}} \quad (5)$$

이 식에서 A는 지역계수, I는 중요도 계수, C는 동적계수, S는 지반계수, R은 반응수정계수이고,

W는 건물의 중량이다. 식 (4)에서 C와 S를 곱한 값이 1.75를 초과해서는 안된다. A는 0.12를 사용하였고, I는 1.0, S는 각각의 지반조건에 대한 값을 사용하였다.

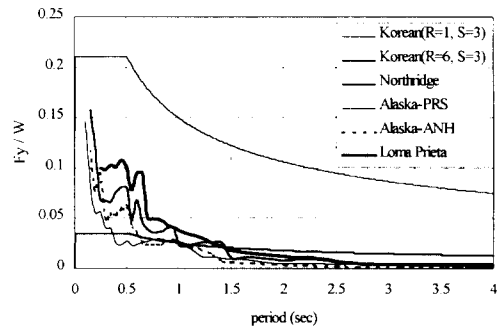
그림 3은 지반조건이 S2 및 S3로 분류될 수 있는 지진기록을 사용하여 구한 요구강도 (밀면전단력)를 구조물의 중량으로 무차원화한 값으로 표시하여 국내 내진규정의 설계강도와 비교한 것이다. 그림3(a)는 목표 변위연성비 (2, 4, 6, 8, 10)에 따른 강도스펙트럼 (요구강도의 평균+표준편차)을 보여주는 것으로서, 목표 변위연성비가 증가함에 따라 요구강도가 감소하는 경향을 볼 수 있다. 한편, 목표 변위연성비가 6인 경우의 요구 강도와 반응수정계수를 6으로 한 경우의 설계 강도를 비교하여 그림3(b)에 나타내었다. 주기가 1.5초를 넘는 구간에서는 설계강도 보다 작은 요구 강도를 나타내고 있으나, 주기가 1.5초 보다

(Mean +  $\sigma$ ) Strength Demand Spectra (S2, S3, PGA=0.12g)



(a) 요구강도 스펙트럼 (평균+표준편차)

Strength Demand (S3, mu=6, PGA=0.12g)



(b) S3 지반의 요구강도 (목표 변위연성비=6)

그림 3 목표 변위연성비 (2, 4, 6, 8, 10)에 따른 요구강도 스펙트럼

작은 범위에서는 설계강도 보다 더 큰 요구강도가 필요하다는 사실을 알 수 있다. 한편, 각각의 지반조건에 대하여 목표 변위연성비가 6인 경우의 요구 강도 및 부가강도를 산정하기 위하여 그림 4에 비탄성 요구강도 스펙트럼 (평균 및 평균+표준편차)을 나타내었다. 이 결과를 사용하여 구조물의 설계시 요구되는 부가강도 (Overstrength)는 아래식으로 부터 구할 수 있으며, 그림 4(a)에서는 도식적으로 산정방법을 보여주고 있다.

$$F_o = S_{a1} - S_{a2} \quad (6)$$

이 식에서  $F_o$ 는 부가강도이고,  $S_{a1}$ 은 각 지진

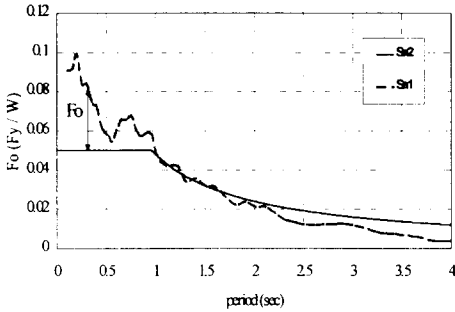
별 응답스펙트럼이고,  $S_{a2}$ 는 기준에서 정한 응답스펙트럼이다.

표 2에서는 대상 구조물에 대한 요구강도(평균+표준편차)와 식 (6)에서 구한 부가강도의 크

기를 보여주고 있다.

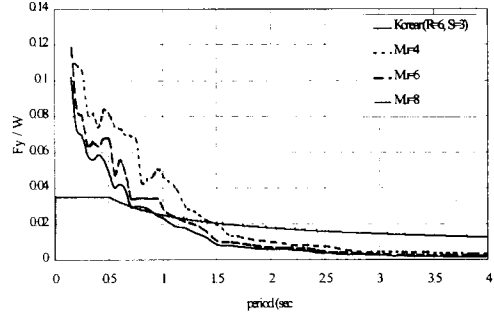
표 2에 나타난 결과에 의하면 주기가 상대적으로 긴 경우(1.0초 이상) 보다 주기가 짧은(0.5초 이하) 구조물이 더 큰 부가강도가 필요하다는 사

Estimation of the Required Overstreng



(a) 부가강도 (Fo) 의 결정

Mean Strength Demand Spectra (S2, S3, PGA=0.12g)



(b) S3 지반 (복표 변위연성비=4, 6, 8)

그림 4 소요 부가강도의 평가

표 2(a) 대상 구조물에 대한 요구강도 및 부가강도의 산정 (R=6, 목표 연성비=4인 경우)

층수	지반조건	설계기준의 주기 (sec)	비탄성 요구강도 (Sa1) (평균+표준편차)	설계기준의 강도 (Sa2)	소요 부가강도 (Fo)	소요부가강도율 (Fo/Sa2)
1층	S3	0.253	0.120	0.035	0.085	2.43
2층	S3	0.454	0.118	0.035	0.083	2.37
6층	S3	1.310	0.034	0.022	0.012	0.55
12층	S3	1.612	0.020	0.020	0.0	0.0

표 2(b) 대상 구조물에 대한 요구강도 및 부가강도의 산정 (R=6, 목표 연성비=6인 경우)

층수	지반조건	설계기준의 주기 (sec)	비탄성 요구강도 (Sa1) (평균+표준편차)	설계기준의 강도 (Sa2)	소요 부가강도 (Fo)	소요부가강도율 (Fo/Sa2)
1층	S3	0.253	0.100	0.035	0.065	1.86
2층	S3	0.454	0.104	0.035	0.069	1.97
6층	S3	1.310	0.015	0.020	0.005	0.23
12층	S3	1.612	0.015	0.020	-0.005	-0.25

표 2(c) 대상 구조물에 대한 요구강도 및 부가강도의 산정 (R=6, 목표 연성비=8인 경우)

층수	지반조건	설계기준의 주기 (sec)	비탄성 요구강도 (Sa1) (평균+표준편차)	설계기준의 강도 (Sa2)	소요 부가강도 (Fo)	소요부가강도율 (Fo/Sa2)
1층	S3	0.253	0.089	0.035	0.054	1.54
2층	S3	0.454	0.085	0.035	0.050	1.43
6층	S3	1.310	0.023	0.022	0.001	0.05
12층	S3	1.612	0.012	0.020	-0.008	-0.40

실을 알 수 있다. 즉, 반응수정계수를 6으로 설정한 구조물의 소요 부가강도는 구조물의 주기와 목표 연성비에 따라 설계강도의 -0.40배에서 부터 2.43배 까지 다양하게 나타나고 있다. 즉, 대상으로 하는 구조물의 최대 변위연성비를 4로 제한할 경우의 소요 부가강도는 고유주기에 따라 설계강도의 0배에서 2.43배 크기로 결정되었다.

**5. 구조물의 비선형 Pushover 해석에 의한 부가강도 평가**

설계에서 규정하고 있는 밀면전단력(설계강도) 보다 더 큰 요구 강도가 필요할 경우, 실제적으로 구조물이 보유하고 있는 부가강도를 평가하기 위하여 S3지반에 위치하는 4개의 철골 모멘트 연성골조를 국내 설계기준에 맞추어 설계하고, 이에 대한 비선형 push-over 해석을 수행하였다. 대상으로 선택한 철골 건물들은 사무소로 사용될 예정이며, 각각 1층, 2층, 6층 및 12층 건

물들이다. 각각의 대상 건물에 대한 층고는 1층 부분에서 4.6m, 그외 부분은 4.0m로 구성되고 있으며, 기둥간격은 8.0m로 동일하게 적용하였다. 그림 5에는 대상 구조물의 형상을 나타내었으며, 표 3은 12층 건물의 설계과정에서 최종적으로 선정된 부재 목록을 보여주고 있다. 대상 건물의 모델링은 Drain-2dx의 비탄성 보-기둥

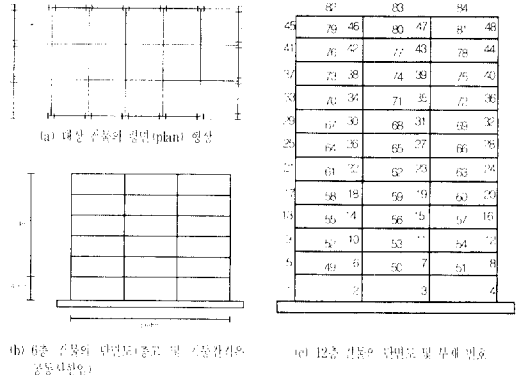


그림 5 대상 구조물의 평면도 및 단면도

표 3 12층 건물의 설계된 부재 목록(1에서 84까지의 수자는 그림5. (c)의 부재 번호를 나타낸다)

No	부재 치수	No	부재 치수	No	부재 치수	No	부재 치수	No	부재 치수
1	792 * 300 * 14 * 22	21	708 * 302 * 15 * 28	41	440 * 300 * 11 * 18	61	588 * 300 * 12 * 20	81	300 * 300 * 10 * 15
2	800 * 300 * 14 * 26	22	708 * 302 * 15 * 28	42	440 * 300 * 11 * 18	62	588 * 300 * 12 * 20	82	300 * 300 * 10 * 15
3	800 * 300 * 14 * 26	23	708 * 302 * 15 * 28	43	440 * 300 * 11 * 18	63	588 * 300 * 12 * 20	83	300 * 300 * 10 * 15
4	792 * 300 * 14 * 22	24	708 * 302 * 15 * 28	44	440 * 300 * 11 * 18	64	588 * 300 * 12 * 20	84	300 * 300 * 10 * 15
5	792 * 300 * 14 * 22	25	594 * 302 * 14 * 23	45	440 * 300 * 11 * 18	65	588 * 300 * 12 * 20		
6	800 * 300 * 14 * 26	26	594 * 302 * 14 * 23	46	440 * 300 * 11 * 18	66	588 * 300 * 12 * 20		
7	800 * 300 * 14 * 26	27	594 * 302 * 14 * 23	47	440 * 300 * 11 * 18	67	588 * 300 * 12 * 20		
8	792 * 300 * 14 * 22	28	594 * 302 * 14 * 23	48	440 * 300 * 11 * 18	68	588 * 300 * 12 * 20		
9	708 * 302 * 15 * 28	29	588 * 302 * 12 * 20	49	692 * 300 * 13 * 20	69	588 * 300 * 12 * 20		
10	708 * 302 * 15 * 28	30	588 * 302 * 12 * 20	50	692 * 300 * 13 * 20	70	582 * 300 * 12 * 17		
11	708 * 302 * 15 * 28	31	588 * 302 * 12 * 20	51	692 * 300 * 13 * 20	71	582 * 300 * 12 * 17		
12	708 * 302 * 15 * 28	32	588 * 302 * 12 * 20	52	594 * 302 * 14 * 23	72	582 * 300 * 12 * 17		
13	708 * 302 * 15 * 28	33	582 * 300 * 12 * 17	53	594 * 302 * 14 * 23	73	400 * 408 * 21 * 21		
14	708 * 302 * 15 * 28	34	582 * 300 * 12 * 17	54	594 * 302 * 14 * 23	74	400 * 408 * 21 * 21		
15	708 * 302 * 15 * 28	35	582 * 300 * 12 * 17	55	594 * 302 * 14 * 23	75	400 * 408 * 21 * 21		
16	708 * 302 * 15 * 28	36	582 * 300 * 12 * 17	56	594 * 302 * 14 * 23	76	400 * 408 * 21 * 21		
17	708 * 302 * 15 * 28	37	482 * 300 * 11 * 15	57	594 * 302 * 14 * 23	77	400 * 408 * 21 * 21		
18	708 * 302 * 15 * 28	38	482 * 300 * 11 * 15	58	594 * 302 * 14 * 23	78	400 * 408 * 21 * 21		
19	708 * 302 * 15 * 28	39	482 * 300 * 11 * 15	59	594 * 302 * 14 * 23	79	300 * 300 * 10 * 15		
20	708 * 302 * 15 * 28	40	482 * 300 * 11 * 15	60	594 * 302 * 14 * 23	80	300 * 300 * 10 * 15		

요소 (type 2)를 사용하였으며, 변형경화율은 5%로 동일하게 적용하였다. 그림 6은 지반조건이 S3에 해당하는 대지에 위치한 대상 구조물의 비선형 push-over 해석결과를 무차원화된 밀면전단력 (V/W)과 지붕층의 변위로 나타낸 것이다. 이러한 결과로부터 구조물의 보유 부가강도 (overstrength)를 평가하기 위하여 그림 7과 같이 지붕층의 최대변형각이 1.5% (설계기준의 허용 최대변위)에 해당될 때의 밀면전단력을 최대강도로 산정하였다. 따라서, 보유 부가강도는 최대강도와 설계강도의 차로서 산정될 수 있으며, 이 결과를 표 4에 정리하였다.

대상 구조물의 보유 부가강도는 주기가 짧아질수록 큰 값을 보여주고 있으며, 설계강도의 0.35배에서 0.77배의 크기로 나타나고 있다. 주기가 1.310초 및 1.612초에 해당하는 구조물의 보유 부가강도는 식 (6)으로 구한 소요 부가강도(표 3 참조) 보다 더 크게 나타나고 있으므로 심각한 지진피해를 방지하는데 상당한 기여를 하게 될 것이다. 그러나, 주기가 0.253초 및 0.454초 인 경우의 보유 부가강도는 소요 부가강도(표 3참

조) 보다 작게 나타나고 있다. 즉, 목표 변위연성비가 4인 경우의 소요 부가강도율 ( $F_o/S_{d2}$ )은 2.37~2.43, 변위연성비가 6인 경우는 1.86~1.97, 변위연성비가 8인 경우는 1.43~1.54의 값을 갖는데 반하여, 구조물의 보유 부가강도는 0.46~0.77로 나타나고 있어서 지진시 피해를 입게 될 것으로 예상된다.

### 6. 결 론

구조물이 목표성능을 확보할 수 있도록 설계하기 위하여 필요한 요구 강도를 구조물의 고유주기에 따라 산정하였다. 이때, 산정된 요구 강도가 설계강도 (design required strength) 보다 크게 나타나면 이는 구조물의 보유하고 있는 부가강도 (overstrength)에 의해서 부담되어야 할 것이다. 이러한 부가강도를 평가하기 위하여 대상 구조물의 push-over 해석을 수행하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 단자유도 구조물의 비선형 동적해석으로부터 산정된 소요 강도 (required strength)는 주기

표 4 대상 구조물에 대한 Push-over해석으로 구한 부가강도(지반조건-S3)

구분	설계기준의 주기 (sec)	설계기준의 강도 (Sa2)	최대강도 ( $F_{max}$ )	보유 부가강도 ( $F_o$ )	보유 부가강도율 ( $F_o/S_{d2}$ )
1층	0.253	0.035	0.062	0.027	0.77
2층	0.454	0.035	0.051	0.016	0.46
6층	1.310	0.022	0.038	0.016	0.73
12층	1.612	0.020	0.027	0.007	0.35

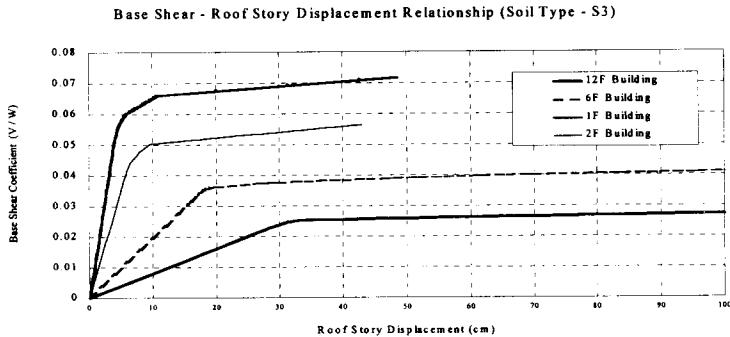
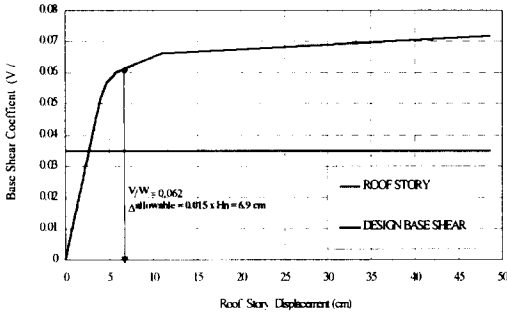


그림 6 철골 모멘트 골조 (1, 2, 6, 12 층)의 밀면전단력-지붕층 변위 관계 (S3 지반조건)

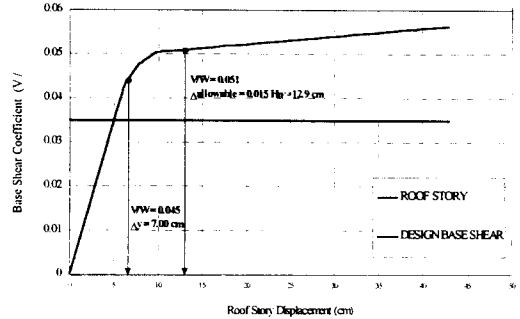


Base Shear - Roof Story Displacement Relationship (1st Story Bldg - S2, S3)



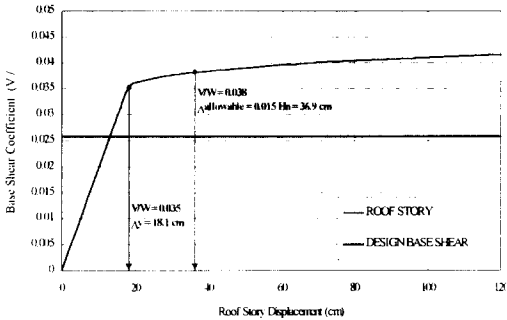
(a) 1층 철골 모멘트 골조

Base Shear - Roof Story Displacement Relationship (2nd Story Building - S3)



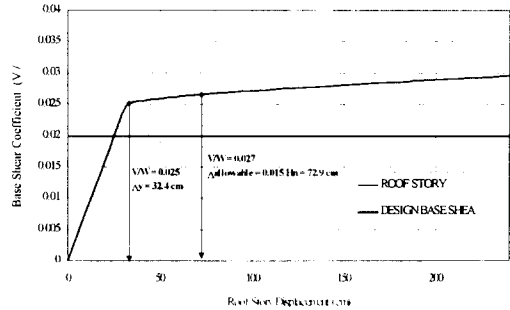
(b) 2층 철골 모멘트 골조

Base Shear - Roof Story Displacement Relationship (6th Story Building - S3)



(c) 6층 철골 모멘트 골조

Base Shear - Roof Story Displacement Relationship (12th Story Building - S3)



(d) 12층 철골 모멘트 골조

그림 7 철골 모멘트 골조의 비선형 Push-over 해석 결과(S3 지반조건)

가 1.5초 보다 짧은 경우에 비탄성 설계강도(반응수정계수가 6인 경우의 밀면전단력) 보다 크게 나타나고 있다. 즉, 반응수정계수가 6인 구조물의 소요 부가강도(required overstrength)는 목표연성비에 따라 설계강도의 0.05배에서 부터 2.43배 까지 다양하게 나타나고 있다.

2) 대상 구조물의 Push-over 해석결과로부터 얻어진 보유 부가강도는 구조물의 주기가 1.310초 및 1.612초일 때 각각 설계강도의 0.73배 및 0.35배로 산정되었다. 이 값들은 식(6)으로 구한 소요 부가강도 보다 큰 값이므로 심각한 지진피해를 방지하는데 상당한 기여를 하게 될 것이다.

3) 대상 구조물의 주기가 0.253초 및 0.454초인 경우, 구조물이 보유하고 있는 부가강도는 각

각 설계강도의 0.77배 및 0.46배로 평가되었다. 한편, 동일한 고유주기를 갖는 단자유도 시스템의 비선형 동적해석으로 부터 산정된 소요 부가강도는 목표연성비에 따라 설계강도의 1.43배에서 2.43배로 나타나고 있어서 지진시 피해를 입게 될 것으로 예상된다.

4) 본 연구에서 적용한 방법에 의해 구조물의 요구강도와 소요 부가강도를 적절히 평가할 수 있으며, 실제 구조물의 내진설계에 적용하여 설계의 적정성을 평가할 수 있다고 사료된다. 다만, 구조물의 주기가 긴 경우에는 고차모드의 영향을 적절히 반영하여야 할 것이며, 이에 대한 심도있는 연구가 필요하다고 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 초대형구조시스템연구센터의 지원에 의한 것으로서 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 대한건축학회 (1987), 내진설계 지침서 작성에 관한 연구, 건설부
2. H. Krawinkler (1995), "New Trends in Seismic Design Methodology", Proceedings of Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Duma, pp. 821-830.
3. Building Seismic Safety Council (1992), NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulation for New Buildings, Part 1 and 2, Provisions and Commentary, FEMA.
4. J. D. Osteraas and H. Krawinkler (1990), "Strength and Ductility Considerations in

Seismic Design", John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 90, Stanford University, California.

5. Christopher Rojahn (1988), "An Investigation of Structural Response Modification Factors", Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 1087-1092.
6. ATC, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Applied Technology Council Report ATC 3-06, 2nd Printing, Palo Alto, California, 1984.
7. BSSC, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, Building Seismic Safety Council, National Hazard Reduction Program Report, Washington, D.C., 1994.

(접수일자 : 1997. 9. 12)