

## 현행 내진설계 기준에서 요구되는 수평강도의 평가 방법

### Method of 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

---

#### 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, base shear forces required to maintain target ductility ratio were first calculated from nonlinear dynamic analysis on the single degree of freedom system. And then, base shear forces specified in seismic design code compare with above results. If the strength(base shear) 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 static nonlinear analysis(push-over analysis).

---

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

## 1. 서 론

내진설계의 설계지진(design earthquake) 하중은 건물이 위치할 지역에서 건물의 수명을 50년 이라 가정할 때 그 수명동안 10% 발생할 수 있는 지진으로 정하고 있다. 이러한 지진하중은 재현주기(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 매우 타당하다고 할 수 있다. 설계 기준에서는 반응수정계수라는 강도저감계수를 사용하여 설계지진에 대하여 구조물이 탄성적으로 거동하는데 필요한 설계하중 값을 낮추어 사용하게 된다. 이렇게 저감된 설계하중으로 설계된 구조물은 지진하중시 비선형 거동을 하게 되는 것이다.

강도저감계수는 1960년 미국의 캘리포니아 구조공학협회(Structural Engineering Association of California)에서 만든 "Blue Book"이라 불리는 내진설계 지침서에서 처음 소개되었다. 이후, 강도저감계수는 여러 주요한 지진들을 통한 축적된 경험을 토대로 그 형태가 변화하여 왔다. 하지만 반응수정계수가 소개된지 40년이 지난 지금까지도 그 크기나 개념은 1960년에 소개된 것과 매우 유사하다.

이렇게 경험적으로 정해진 반응수정계수가 구조설계시 적용되므로 지진시 구조물에 대한 피해 예측이 곤란한 상황이다. 또한 현행 기준에서는 반응수정계수를 구조형식별로 분류하고 있고 건물의 높이나 주기, 건물의 연성능력등은 크게 고려하지 않고 있다. 예를 들면 1층의 모멘트 연성골조와 10층 연성골조의 반응수정계수는 동일하다. 반응수정계수의 출발은 고려되는 설계지진이 발생하였을 때 구조물이 허용할수 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 강도저감계수라 할 수 있다. Krawinkler등(1990)은 강도저감계수를 주기와 목표연성비의 변수로 구성되는 관계식을 제안하였다. 이 연구에서 강도저감계수는 주기와 목표 연성비에 밀접한 관계가 있음을 보여주고 있으며, 현재 구조방식에 의해서만 결정되는 반응수정계수의 문제점을 지적했다.

본 연구에서는 구조물의 주기와 목표연성비에 따라 요구되는 강도를 구한 후, 이를 기준에서 제안한 값과 비교할 것이다. 이때 구조물의 부가강도(Overstrength)와 잉여력(Redundancy)은 설계 기준에서 규정한 값보다 큰 요구 강도를 충족시키는 역할을 하게 될 것이다. 따라서, 목표 연성비 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 기준으로 설계된 구조물의 부가강도를 평가할 것이다.

## 2. 요구강도 및 부가강도의 평가 방법

기준에서는 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, 설계기준에서 제시하고 있는 응답스펙트럼과 유사한 응답특성을 나타낼 수 있는 지진파를 선정한다. 선정된 지진파로부터 각각의 목표 연성비에 대한 비선형 응답스펙트럼(Inelastic Response Spectrum, IRS)을 계산하므로써 요구되는 강도를 산정하게 된다. 이 값과 기준에서 요구되는 강도를 비교하므로써 구조물의 소요 부가강도가 산정된다. 또한, 본 연구에서는 현행 기준에 따라 높이가 다른 네 개의 철골 모멘트골조를 설계하여 비선형 Push-over 해석을 수행하므로써 이 구조물에 대한 부가강도를 계산하고 그 타당성을 평가하고 있다.

### 3. 응답스펙트럼에 맞는 지진하중의 산정

본 연구에서는 북미와 남미에서 기록된 총 12개의 지진파를 사용하였으며, 이들 지진기록에 대한 설명은 표1에 나타나 있다. 이 기록들을 지반계수 별로 본다면 S1에서 기록된 것이 3개, S2와 S3에서 기록된 것이 4개, S4에서 기록된 것이 5개이다. 일반적으로 각각의 지반특성을 적절히 반영하면서 아울러 응답스펙트럼에 맞는 지진기록을 찾거나 만들기는 매우 어려운 일이다.

표1. 사용된 지진기록

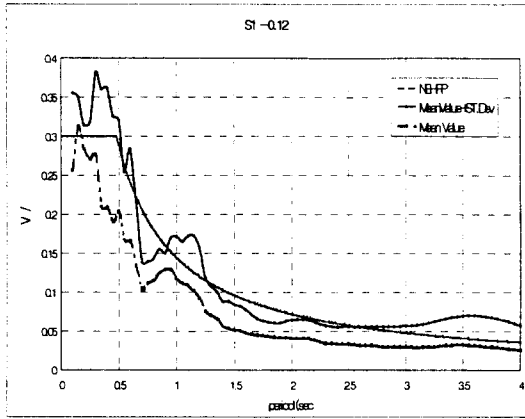
No.	Event Name	Station Name	Date	M	PGA ( $cm/sec^2$ )	Soil Type
1	Offshore Eureka	Cape Mendocino	1994. 9. 1	7.2	23.255	S <sub>1</sub>
2	Western Washington	Olympia Hwy Test Lab	1949. 4.13	7.1	-177.8	S <sub>1</sub>
3	Whittier	Pacoima - Kagel Canyon	1987.10. 1	6.1	154.853	S <sub>1</sub>
4	Santa Cruz MTNS (Loma Prieta)	Berkeley - Lawrence Berkeley Lab	1989.10.17	7.1	-114.412	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 Med Cntr	1975. 1. 1	6.0	-70.4	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub>
7	Northridge	Alhambra - Fremont School	1994. 2.17	6.7	-99.074	S <sub>2</sub> , S <sub>3</sub>
8	El Alamo as	El Centro - Imp Val Irr Dist	1956. 2. 9	4.5	11.8	S <sub>4</sub>
9	Michoacan, Mexico	Cayaco	1985. 9.19	8.1	49.8	S <sub>4</sub>
10	Morgan Hill	Gilroy Array Sta #3	1984. 4.24	6.2	199.5	S <sub>4</sub>
11	Mexico City	SEC. of Communication and Transportation	1985. 9	8.1	167.92	S <sub>4</sub>
12	Santa Cruz MTNS (Loma Prieta)	Foster City - Redwood Shores	1989.10.17	7.1	277.607	S <sub>4</sub>

한편, 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 내진설계규준에서 사용하고 있는 0.12g(구역2)에 맞도록 조정하여 응답스펙트럼을 그려 규준의 것과 유사한 것 만을 채택하였다. 이렇게 채택된 것이 11개이고 지반 S4에서 5개의 지진중 Mexico 지진은 매우 특이한 성질을 가진 지진이어서 포함시켰다. 그림1에서는 멕시코 지진을 포함한 12개의 지진기록의 PGA가 0.12g로 조정하여 각각의 지반조건에 따라 구한 탄성 응답스펙트럼(평균 및 평균+표준편차) 값과 미국의 NEHRP 내진규준(1994)의 값을 비교하여 보여주고 있다. 이 규준에서 제안하고 있는 응답스펙트럼의 산정식은 아래와 같다. 규준식에서는 식(1)에서 T대신  $T^{2/3}$ 을 사용하고 있다. 이는 다자유도 구조물에서 고차모드의 영향을 반영하기 위한 것인데, 본 연구에서는 단자유도계를 대상으로 응답스펙트럼을 비교하므로 T를 사용한다.

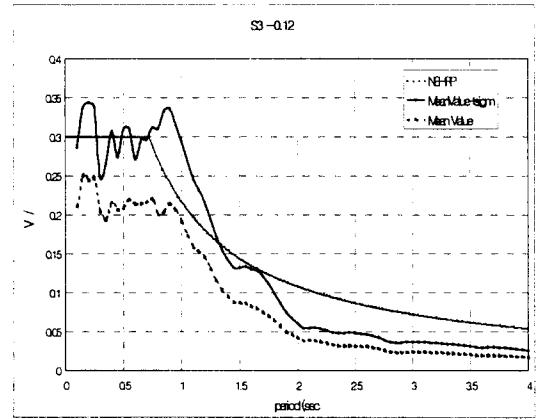
$$S_a = \frac{1.2 A_v S}{T} < 2.5 A_a \quad (1)$$

### 4. 요구강도의 산정

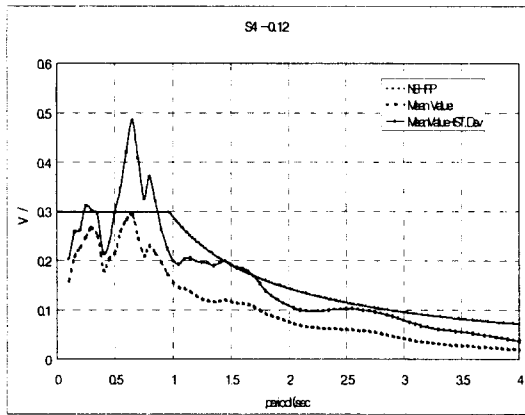
요구강도(strength demand) 및 부가강도(Overstrength)의 산정은 단자유도 구조물을 구성하여 각각의 지진에 대한 비선형 동적해석을 수행하므로써 얻어진다.



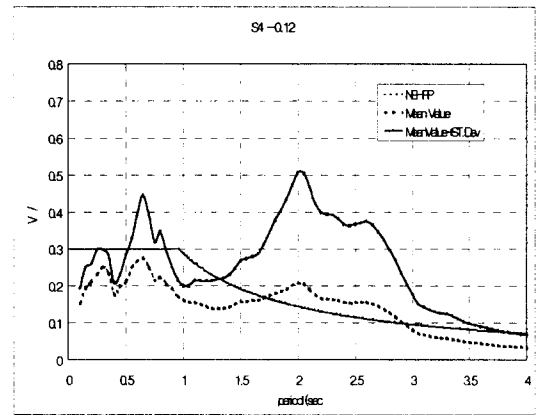
(a) S1 지반



(b) S2, S3 지반



(c) S4 지반(1985 멕시코지진 제외)



(d) S4 지반

그림1. 지반조건에 따른 탄성 응답스펙트럼의 비교 (최대 지반가속도=0.12g)

운동방정식은 아래와 같다.

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

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 조정된 지반가속도이다.

각각의 지반 가속도에 대하여 목표가 되는 연성비에 도달하도록 항복강도를 조정한다. 조정된 항복강도가 목표 연성비를 유지하기 위하여 필요한 요구 강도가 된다. 연성비는 아래식에 의하여 구할 수 있다.

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

이 식에서  $\mu$ 는 연성비이고,  $u_{\max}$ 는 지진에 대한 최대 상대변위(relative displacement)이고,  $u_y$ 는

조정된 항복강도에 상응한 항복시의 변위이다.

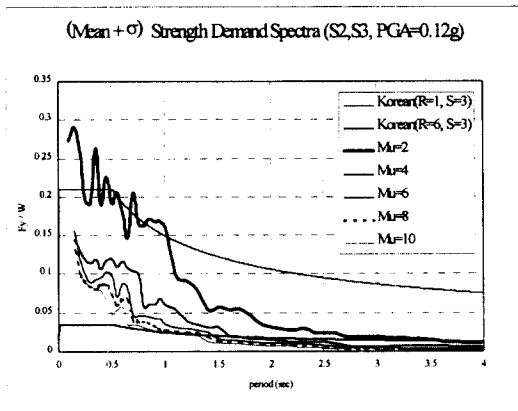
본 연구에서는 목표 변위연성비율 2, 4, 6, 8 및 10으로 정하여 요구되는 강도를 구하고 이를 표준식의 값들과 비교하였다. 대상으로 하는 구조물이 철골 모멘트연성골조이므로 반응수정계수는 6을 사용하였다. 우리나라의 표준식은 아래와 같다.

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

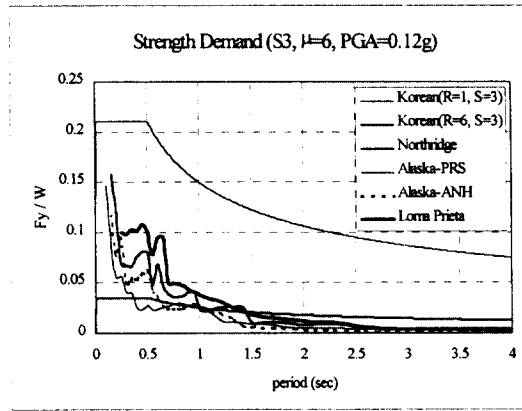
$$C = \frac{1}{1.2\sqrt{T}} \quad (5)$$

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 각 지반조건에 따른 값이 사용된다.

그림2는 지반조건이 S2 및 S3로 분류될 수 있는 지진기록을 사용하여 구한 요구강도(밀면전단력)를 구조물의 무게로 무차원화한 값으로 표시하여 국내 내진규정의 설계강도와 비교한 것이다. 그림2(a)는 목표 변위연성비에 따른 강도스펙트럼(요구강도의 평균+표준편차 값)을 보여 주는 것으로서, 목표 변위연성비가 증가함에 따라 요구강도가 감소하는 경향을 볼 수 있다. 한편, 목표 변위연성비가 6인 경우의 요구 강도와 반응수정계수를 6으로 한 경우의 설계강도를 비교하여 그림2(b)에 나타내었다. 주기가 1.5초를 넘는 구간에서는 설계강도 보다 작은 요구 강도를 나타내고 있으나, 주기가 1.5초 보다 작은 범위에서는 설계강도 보다 더 큰 요구강도가 필요하다는 사실을 알 수 있다.



(a) 요구강도 스펙트럼(평균 + 표준편차)



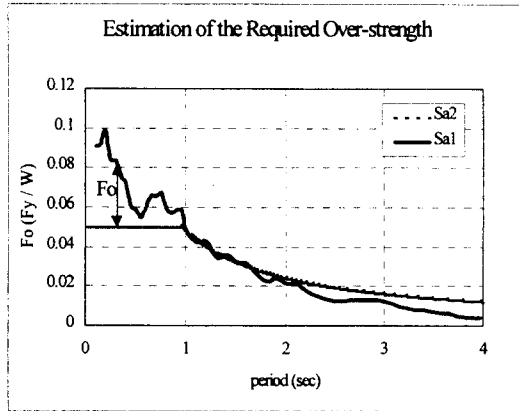
(b) S3 지반의 요구강도(목표 변위연성비=6)

그림2. 목표 변위연성비에 따른 요구강도 스펙트럼

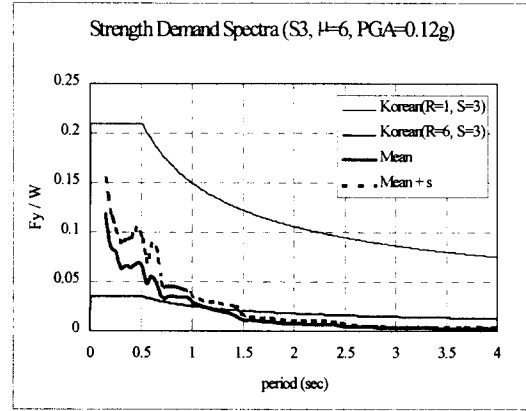
한편, 목표 변위연성비가 6인 경우의 요구 강도 및 부가강도를 산정하기 위하여 그림3에 비탄성 요구강도 스펙트럼(평균 및 평균+표준편차)을 나타내었다. 이 결과로부터 구조물의 설계시 요구되는 부가강도(Overstrength)는 아래식으로 구할 수 있으며, 그림3(a)에서는 도식적으로 산정 방법을 보여주고 있다.

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

이 식에서  $F_o$ 는 부가강도이고,  $S_{a1}$ 은 각 지진별 응답스펙트럼이고,  $S_{a2}$ 는 규준에서 정한 응답스펙트럼이다.



(a) 부가강도( $F_o$ )의 결정



(b) S3 지반 (목표 연성비=6)

그림3. 소요 부가강도의 평가

표2에서는 대상 구조물에 대한 요구강도(평균+표준편차)와 식(6)으로 구한 소요 부가강도의 크기가 나타나 있다.

표2. 대상 구조물에 대한 요구강도 및 소요 부가강도의 산정 (R 및 목표 연성비가 6인 경우)

층수	지반조건	설계규준의 주기(sec)	비탄성 요구강도( $S_{a1}$ ) (평균+표준편차)	설계규준의 강도( $S_{a2}$ )	부가강도( $F_o$ )	$\frac{F_o}{S_{a2}}$
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	0.027	0.026	0.001	0.04
12층	S3	1.612	0.015	0.020	0.003	0.17

표2에 나타난 결과에 의하면 주기가 상대적으로 긴 경우(1.0초 이상) 보다 주기가 짧은(0.5초 이하) 구조물이 더 큰 부가강도가 필요하다는 사실을 알 수 있다. 즉, 반응수정계수를 6으로 설정한 구조물의 최대 변위연성비를 6으로 제한하기 위하여 필요한 부가강도의 크기는 주기에 따라 설계강도의 0.04배에서 부터 1.86배 까지 다양하게 나타나고 있다.

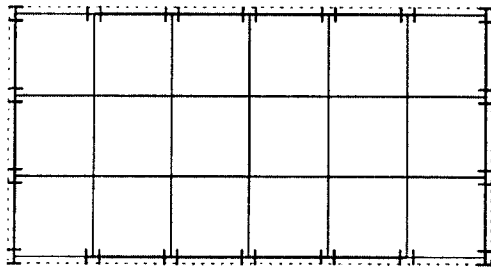
## 5. 구조물의 비선형 Pushover 해석에 의한 부가강도 평가

설계에서 규정하고 있는 밀면전단력(설계강도) 보다 더 큰 요구 강도가 필요할 경우, 실제적으로 구조물이 보유하고 있는 부가강도를 평가하기 위하여 4개의 철골 모멘트 연성골조를 국내 설계규준에 맞추어 설계하고, 이에 대한 비선형 push-over 해석을 수행하였다. 대상으로 선택한 철골 건물의 층수는 1층, 2층, 6층 및 12층이며, 그림4는 대상 구조물의 형상을 보여주고 있다. 지반조건이 S3에 해당하는 대지에 위치한 대상 구조물의 비선형 push-over 해석 결과를 그림5에서 보여주고 있으며, 산정된 부가강도를 설계강도와 비교하여 표3에 정리하였다. 대상 구조물의

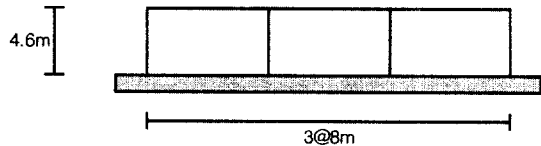
부가강도는 주기가 짧아질수록 큰 값을 보여주고 있으며, 설계강도의 1.00배에서 2.14배의 크기로 나타나고 있다. 이 값은 대부분 식(6)으로 구한 소요 부가강도보다 더 큰 값으로써, 심각한 지진 피해를 방지하는데 효과적인 역할을 하게 될 것이다. 그러나, 주기가 0.454초인 경우의 부가강도는 1.03인데 비하여 식(6)으로 구한 소요 부가강도는 1.97로 나타나고 있어서 지진시 큰 피해를 입게 될 것으로 예상된다.

표3. 대상 구조물에 대한 Push-over 해석으로 구한 부가강도 (지반조건-S3)

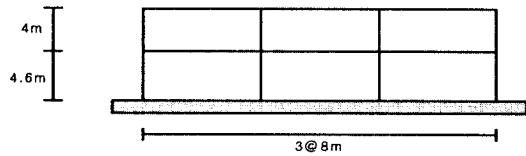
구 분	설계기준의 주기(sec)	설계기준의 강도(Sa2)	최대강도 ( $F_{max}$ )	부가강도 ( $F_0$ )	$\frac{F_0}{Sa2}$
1 층	0.253	0.035	0.110	0.075	2.14
2 층	0.454	0.035	0.071	0.036	1.03
6 층	1.310	0.026	0.052	0.026	1.00
12 층	1.612	0.020	0.041	0.021	1.05



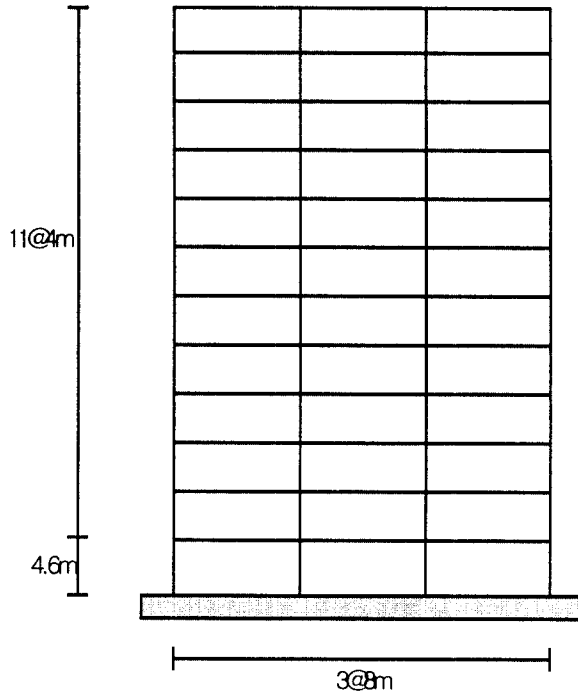
(a) 평면도



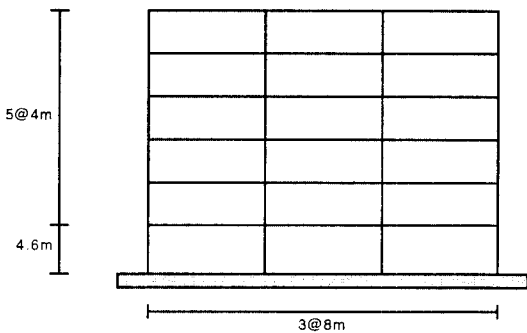
(b) 1층 건물의 단면도



(c) 2층 건물의 단면도



(e) 12층 건물의 단면도



(d) 6층 건물의 단면도

그림4. 대상 구조물의 평면도 및 단면도

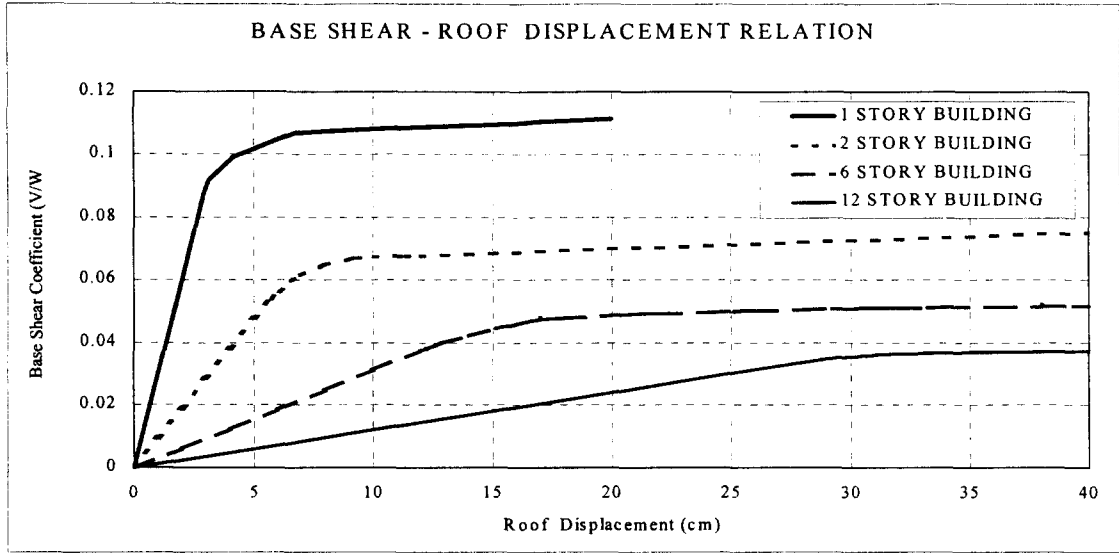


그림 5. 철골 모멘트 골조의 비선형 Push-over 해석 결과

## 6. 결 론

본 연구는 구조물이 만족할 만한 내진성능을 확보하도록 설계하기 위하여, 주기에 따른 요구강도를 계산하였으며, 이때 필요한 소요 부가강도를 대상 구조물의 push-over 해석으로 구한 값과 비교하였다. 이상의 결과로부터 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 1) 목표 변위연성비가 6인 경우의 요구 강도와 반응수정계수를 6으로 한 경우의 설계강도를 비교하여 결과에 의하면 주기가 1.5초를 넘는 구간에서는 설계강도 보다 작은 요구 강도를 나타내고 있으나, 주기가 1.5초 보다 작은 범위에서는 설계강도 보다 더 큰 요구강도가 필요하다는 사실을 알 수 있다.
- 2) 반응수정계수를 6으로 설정한 구조물의 최대 변위연성비를 6으로 제한하기 위하여 필요한 부가강도는 주기에 따라 설계강도의 0.04배에서 부터 1.86배 까지 다양하게 나타나고 있다.
- 3) Push-over 해석으로 구한 대상 구조물의 부가강도는 주기가 짧아질수록 큰 값을 보여주고 있으며, 설계강도의 1.00배에서 2.14배의 크기로 나타나고 있다. 하지만, 주기가 0.454초인 경우의 부가강도는 1.03인데 비하여 식(6)으로 구한 소요 부가강도는 1.97로 나타나고 있어서 지진시 큰 피해를 입게 될 것으로 예상된다.
- 4) 본 연구에서 적용한 방법에 의해 구조물의 요구강도와 소요 부가강도를 적절히 평가할 수 있으며, 실제 구조물의 내진설계에 적용하여 내진성능의 적정성을 평가할 수 있다고 사료된다.

## 감사의 글

본 연구는 초대형구조시스템연구센터의 지원에 의한 것으로서 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 대한건축학회 (1987), 내진설계 지침서 작성에 관한 연구, 건설부
2. Building Seismic Safety Council (1992), NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulation for New Buildings, FEMA.