

신내진기준의 지진하중비교



이명옥 교수
군산대학교 건축공학과

1. 서 론

국내에 내진설계가 1988년부터 적용된 이후 약 15년이라는 세월이 지났다. 그동안 구조설계 엔지니어는 구조물의 내진설계를 하기 위하여 동적해석을 이해하고 또한 구조물의 비선형 거동이라는 분야도 조금은 이해하는 기반을 마련하였다. 이러한 국내 구조기술의 발달은 외국의 구조기술과 비교하였을 때 손색이 없을 정도로 발달하였지만, 이에 상응하는 구조기술에 대한 처우를 받지 못하고 있음은 유감이다.

어찌 되었건 국내의 내진설계 기술과 관련 기준은 계속 발전되었으며, 1997년에는 한국지진공학회 주관으로 내진설계기준 연구(Ⅱ)가 수행되었다. 이 연구는 기존의 지진 위험도에 대한 재평가와 성능에 기초한 내진설계의 장을 여는 매우 중요한 연구였다. 지진위험도의 재분석에서 지진구역1의 경우 지진위험도는 0.12g에서 0.11g로 약간 감소하였다. 또한 이 연구의 성능기초설계는 사용성과 붕괴방지상태에 대한 설계 지진하중을 사용 구조물별로 선택할 수 있는 기초를 제공하였다. 이러한 연구는 토목의 항만과 댐 등의 주요 기반시설물을 내진설계하는 근거를 제공하였으나, 건축 구조에는 큰 영향을 미치지 못하였다.

2000년대 들어서면서 KBC (Korean Building Code)를 제정하고자 하였다. 이 KBC의 3장에서는 지진하중을 다루고 있으며 기존의 지진하중에 비하여 대폭적인 변화가 있었다. 이는 미국의 건축기준이 IBC 2000으로 개편되면서 내진 설계하중 기준이 대폭 바뀐 영향을 받은 것이라 할 수 있다. 강도에 기초한 기존의 설계법에서는 지진하중에 대하여 하중계수를 사용하였으나, KBC 2005에서는 예상되는 최대 지진하중을 사용하므로 하중계수를 사용하지 않는 것이 큰 특징 중의 하나이다.

또한, IBC와 같이 KBC 2005에서 사용되는 지진하중은 예상되는 2500년의 재현주기를 갖는 지진동을 최대지진으로 하고 이 값의 2/3를 설계하중으로 결정하고 있다. 기존의 지진하중은 500년 재현주기를 기준으로 한 것이고, 강도설계법에 따라 하중계수를 적용하여 설계시 사용하였다. 이와 같이 하중에 대한 정의와 설계방법의 변화로 말미암아 지진하중에 대한 변화가 예상된다.

이러한 설계방법의 변화에 따라 본 기고에서는 KBC 2005에서 제시하는 신내진기준을 설명하고, 지진하중의 크기 변화를 고찰하고자 한다. 국내 내진기준을 이해하기 위하여 국내 기준 변화에 영향을 준 미국 내진기준의 변화를 먼저 고찰하는 것이 좋을 듯하다.

2. 미국의 지진하중 비교 - 뉴욕을 중심으로

2.1 ATC 3-06(1978)

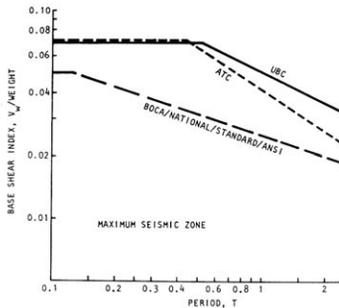
미국 내진기준의 큰 변화는 1978년의 ATC 3-06 보고서에 있다. 기존 UBC(1982)의 허용응력도 설계법에 근거한 설계 개념과 달리, ATC 3-06에서는 50년 동안 초과하지 않을 확률이 90%인 지진하중을 설계하중으로 채택하고 이에 대한 극한 설계를 수행하는 것으로 하고 있다.

이러한 설계방법의 변화는 기존의 기준과 상이하므로 하중 크기에 대한 논란이 발생하게 되었다. Berg¹⁾는 지진하중을 <그림 1>과 <그림 2>와 같이 비교하였다. <그림 1>은 강진지역에서 철골조에 대하여 UBC와 ATC3-06을 비교한 것으로, UBC의 지진하중은 허용응력도 설계법을 고려한 것이고, ATC3-06은 소성설계(Plastic Design)를 고려한 것이다.

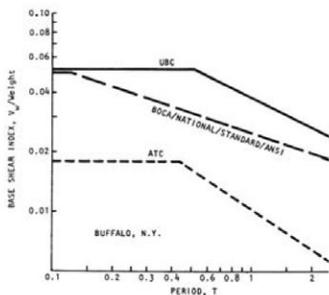
하중계수에 의한 영향을 제거하여 동등한 조건에서 지진하중의 크기

를 비교하기 위해 Berg는 UBC의 지진하중에 3/4을 곱하였는데 이는 허용응력이 1/3 증가하기 때문이다. 또한 ATC3-06의 지진력을 0.9와 1.7, 1.14로 나눈 값을 사용하였는데, 0.9는 강도감소계수 ϕ 에 해당하며, 1.7은 탄성설계에 대한 하중계수이고, 1.14는 소성모멘트/항복모멘트 비이다.

〈그림1〉은 미국 서부의 강진지역에 대한 UBC와 ATC3-06의 지진하중을 비교한 것으로 두개의 값이 거의 유사함을 볼 수 있다. 그러나, 〈그림 2〉는 약진지역(뉴욕, 버팔로의 경우)으로 UBC의 지진력이 ATC3-06의 지진력보다 훨씬 크게 산정되어 있음을 알 수 있다.



〈그림 1〉 미국 강진지역의 지진력 비교



〈그림 2〉 미국 약진지역(버팔로)의 지진력 비교

이는 미국 중앙진 지역의 경우, UBC의 설계 지진하중이 ATC3-06의 것보다 큼을 알 수 있다.

ATC 3-06에서 제시하는 지진하중의 틀은 다음과 같다.

1) 하중조합

ATC 3-06은 극한하중에 대한 설계법을 고려하고 있다.

2) 밀면전단력

$$V = C_s W \quad (1)$$

단, C_s 는 다음 두식 중 최대값

$$C_s = \frac{1.2 A_r S}{R T^{2/3}} \quad (2)$$

$$C_s = \frac{2.5 A_a}{R} \quad (3)$$

3) 뉴욕의 경우

뉴욕은 지진구역 1이며, 지반종류 경암에서

$$A_a = 0.05, A_v = 0.05 \quad (4)$$

반응수정계수는 다음과 같다.

철근콘크리트 전단벽 $R = 4.5$

RC ordinary moment frame $R = 2$

2.2 UBC (1994)

앞에서 언급한 UBC 1982는 허용응력도 설계법을 채택하고 있으나, 1994에서는 강도설계법을 채택하고 있다. 식 (7)에서 보듯이 UBC 1994는 반응수정계수를 채택함으로써 ATC 3-06의 틀을 따르고 있음을 볼 수 있다. UBC 1994의 기본 틀은 다음과 같다.

1) 콘크리트 구조물에 대한 하중조합

Section 1900에 따르면 ACI 318-89를 근거로 하고 있으며 다음과 같다.

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7 \times 1.1 E) \quad (5)$$

$$U = 0.9D + 1.3 \times 1.1 E \quad (6)$$

2) 밀면전단력

$$V = (ZIC/R_w)W \quad (7)$$

$$C = 1.25S/T^{2/3} \leq 2.75 \quad (8)$$

$$Z = 0.075 \sim 0.4$$

$$S = 1.0 \sim 2.0$$

$$I = 1.0 \sim 1.25$$

3) 뉴욕의 경우

지역은 Zone 1으로

$$Z = 0.075$$

반응수정계수

Concrete shear wall $R_w = 6$

RC ordinary moment frame $R_w = 5$

앞의 식 (5)에서 보듯이 지진하중의 하중계수로 $0.75 \times 1.1 \times 1.7 = 1.4$ 을 사용한다. 실제 설계시 이 계수가 곱하여지므로 다음 절의 NEHRP(1994)와 비교할 때에는 UBC의 지진하중에 1.4를 곱

한 값과 비교하여야 한다.

2.3 NEHRP 1994

FEMA(Federal Emergency Management Agency)는 미국 지진재해 감소 프로그램(National Earthquake Hazard Reduction Program)을 수행하였으며 1994년도 신축건물을 위한 내진기준을 다음과 같이 제안하였다.

1) 콘크리트 구조물에 대한 하중조합

지진하중계수는 1.0을 사용하며 E 는 다음과 같이 정의되었다.

$$E = QE + 0.5 C_a D \quad (9)$$

2) 밀면전단력

$$V = C_s W \quad (10)$$

단, C_s 는 다음 중 최대값

$$C_s = \frac{1.2 C_v}{RT^{2/3}} \quad (11)$$

$$C_s = \frac{2.5 C_a}{R} \quad (12)$$

3) 뉴욕의 경우

$$A_a = 0.05, A_v = 0.05 \quad (13)$$

지반조건(Soil Profile Types)이 B 일때

$$F_a = 1.0, F_v = 1.0$$

$$C_a = 0.05, C_v = 0.05$$

반응수정계수

철근콘크리트 전단벽 $R=4.5$

RC ordinary moment frame $R=3$

2.4 BC 2000

IBC(International Building Code)는 미국의 건물 설계기준 UBC와 BOCA/NBC 및 NBC를 통합한 기준이다. IBC 2000의 지진하중은 NEHRP 1997를 근거로 하고 있다.

NEHRP 1997의 내진설계 기준은 1994 내진설계 기준의 1.5배에 해당하는 지진하중에 대하여 건물의 붕괴방지 수준을 확보하는데 근거를 두고 있다. 기존의 설계 지진하중의 1.5배에 해당하는 지진동의 크기를 예상 가능한 최대 지진동으로 정의하였다. 이러한 근거는 IBC 2000에서 그대로 채택되었다. IBC 2000의 기준의 개요는 다음과 같다.

1) 하중조합

$$U = 1.2D + 1.0E + f_1L + f_2S \quad (14)$$

지진하중은

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS}D \quad (15)$$

단, (여유도계수 redundancy factor) ρ 는 $1.0 \leq \rho \leq 1.5$

최대 지진하중은

$$E_m = Q_0 Q_E + 0.2 S_{DS}D \quad (16)$$

2) 밀면전단력

$$V = C_s W \quad (17)$$

단, C_s 는 다음 두식 중 최대값

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_E} \quad (18)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{(R/I_E)T} \quad (19)$$

단 C_s 는 다음을 만족하여야 한다.

$$C_s \geq 0.044 S_{DS} I_E \quad (20)$$

$$S_{MS} = F_a S_s \quad S_{M1} = F_v S_1 \quad (21)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (22)$$

3) 뉴욕의 경우

$$S_s = 0.424, S_1 = 0.094$$

Site Class B라 하면

$$F_a = 1.0, F_v = 1.0$$

이므로

$$S_{MS} = 0.424$$

$$S_{M1} = 0.094$$

$$S_{DS} = 0.424 \times 2/3 = 0.283$$

$$S_{D1} = 0.094 \times 2/3 = 0.063$$

300명 미만이 거주하는 건물의 경우

$$I_E = 1.0$$

반응수정계수 R은

Ordinary reinforced concrete shear walls $R=4.5$

RC ordinary moment frame $R=3$

앞 절들의 식(2)과 (11), (18)을 보면, 동일한 형태의 수식을 사용하고 있으며, 지반 스펙트럼 중 가속도와 속도의 값을 구분하여 사용함을 볼 수 있다. 따라서 NEHRP(1994, 1997) 및 IBC 2000은 ATC 3-06를 기초로 발전하여 온 기준임을 알 수 있다.

2.5 뉴욕의 지진하중 비교

뉴욕에서 지반이 경암(전단파 속도 v 가 750m/s 이상)이고, 철근콘크리트 내력벽과 보통모멘트 골조(ordinary moment frame)인 경우에 대한 설계 지진하중을 비교하면 다음과 같다. 중요도계수와 반응 수정계수 및 지반조건은 <표 1>에 정리하였다. NEHRP나 IBC에 비하여 UBC는 하중계수를 사용하므로 동등한 조건에서 지진하중의 크기를 비교하기 위하여 UBC 1994에는 하중계수 $0.75 \times 1.1 \times 1.7 = 1.4$ 를 곱하였다.

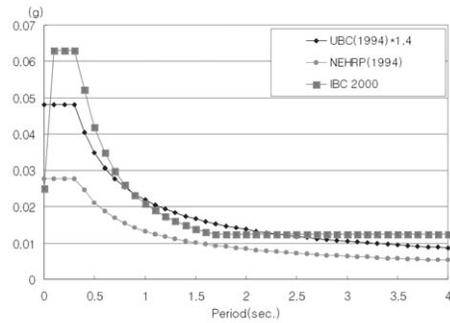
<그림 3>을 보면 NEHRP 1994의 지진하중은 하중계수를 사용하는 UBC 1994와 비교하여 작음을 알 수 있다. 이는 앞의 <그림 2>의 경향과 일치한다. 즉, 약진지역인 뉴욕의 경우, <그림 2>에서 보듯이 ATC3-06의 지진하중이 UBC 1982의 것보다 작았다. 마찬가지로 ATC3-06의 영향을 받은 NEHRP 1994의 지진하중의 크기는 UBC 1994의 것보다 작음을 확인할 수 있었다.

그러나 <그림 3>에서 IBC 2000과 UBC 1994를 비교하면, 대부분의 주기 영역에서 IBC 2000의 설계 지진력의 크기가 UBC 1994보다 크게 나타남을 알 수 있다. 그 이유는 앞에서 언급한 바와 같이 NEHRP 1997을 기초로 하는 IBC 2000에서는 식 (22)와 같이 재현주기 2500년에 해당되는 최대지진동의 2/3를 설계 지진으로 사용하기 때문이다. <그림 4>는 이러한 근거를 보여 주는 것으로 미국 주요 도시의 0.2초의 스펙트럼 가속도를 나타내고 있다. 서부 강진 지역에서는 50년 동안 초과할 확률이 2%인 지진에 대하여 50년 동안 초과할 확률이 10%인 지진의 비가 1.5이나, 중앙진 지역에서는 2.0~5.0사이에 분포한다.²⁾

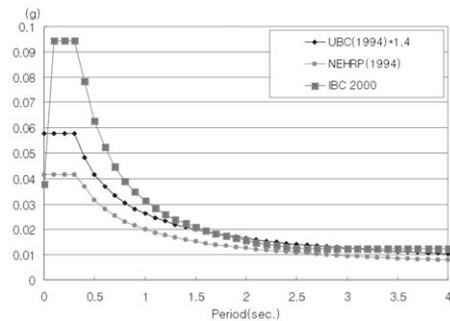
따라서 강진지역에 50년 동안 초과할 확률이 2%인 지진을 1.5로 나누어 사용(즉, 2/3를 곱하여 사용)하면 서부의 강진 지역은 기존 지진동의 크기가 비슷하지만, 다른 지역의 지진하중은 상승하게 되었다.

<표 1> 지진하중의 주요계수 비교

기준	중요도계수	반응수정계수	지반조건
UBC 1994	I=1.0	전단벽 R _w =6 OMF RC R _w =5	S=1
NEHRP 1994	-	전단벽 R=4.5 OMF RC R _w =3	Soil Profile Types= B
IBC 2000	IE=1.0	전단벽 R=4.5 OMF RC R _w =3	Site Class =B

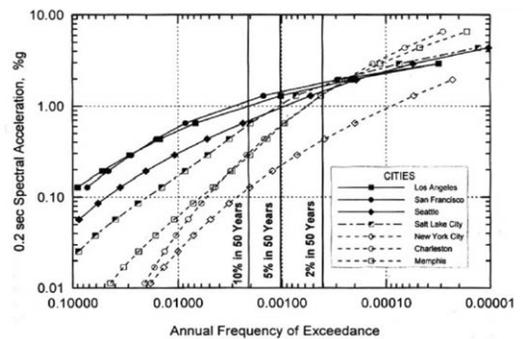


(a) 철근콘크리트 내력벽 구조의 경우



(b) 철근콘크리트 Ordinary Moment Frame의 경우

<그림 3> 각 기준별 뉴욕의 지진하중의 크기 비교



<그림 4> 지진의 연간 초과빈도와 스펙트럼가속도

3. 국내 지진하중의 비교

3.1 내진설계기준연구(II)

내진설계 기준연구(II)³⁾에서는 지진구역1에서 재현주기 500년에 대하여 다음과 같이 규정하였다. S_B (보통암지반으로서 전단파의 속도가 760~1500m/s 초과)의 경우 스펙트럼 가속도의 값은,

$$C_a = 0.11, C_v = 0.11$$

이 값은 지역계수 $A=0.11$ 으로 표현되고 있다. 현재 사용되는 지진하중에 의한 밑면 전단력은 다음과 같다.

$$V = (A I_E C / R) W$$

지진하중에 대한 하중조합은 철근콘크리트 구조물의 경우 강도설계법을 근거로 하고 있다.

3.2 KBC 2005

신 내진기준의 지진하중은 IBC 2000을 기본 골격으로 하였으므로, 하중조합시 하중계수를 사용하지 않으며, 설계 지진하중은 최대 지진하중의 2/3의 형태를 보이고 있다. 앞의 3.1의 지진하중 계수를 그대로 반영하여 S_{DS} 와 S_{DI} 를 정하였다. 즉, 지진지역 1에서, 즉 지역계수 $A=0.11$ 인 경우 지반종류 S_B 에 대하여 다음과 같이 규정하고 있다.

$$S_{DS} = 2.5MA = 2.5 \times 1.33 \times 0.11 = 0.366$$

$$S_{DI} = 1.0MA = 1.0 \times 1.33 \times 0.11 = 0.146$$

위의 식에서 $M=1.33$ 으로 정의하고 있는데 이는 내진설계기준연구(II)에서 재현주기 2500년의 지진하중의 크기는 재현주기 500년 지진하중의 2배로 정의하는 것을 따른 것이다. 즉, 기존의 지진하중에 2배하고 또 2/3을 곱하면 1.33이 된다.

신 내진기준에서 유의하여야 할 사항은 연약지반에 대한 스펙트럼 가속도 크기가 증가하였으며, 특히 단주기 영역에서 많이 상승한 점이다.

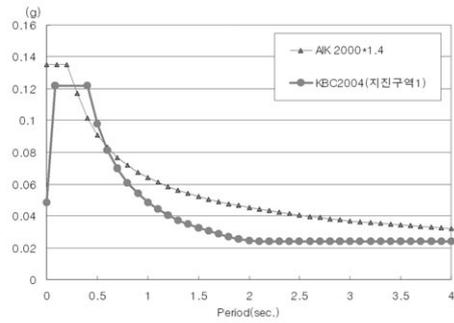
3.3 국내 지진하중 비교

국내 지역계수 1인 지역에 15층 이상의 공동주택과 철근콘크리트 조 보통 모멘트 골조로 구성된 5층 이상의 사무소 건물에 대하여 비교하고자 한다. 하중계수의 영향을 고려하기 위하여 AIK 2000의 지진력에 1.4배를 하여 KBC 2005와 비교하였다. 사용된 주요계수는 <표 2>와 같다.

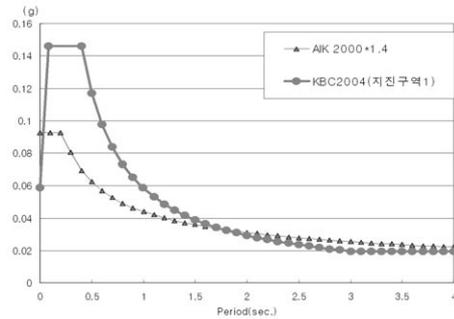
<그림 5>를 보면 국내의 공동주택의 경우, 주기의 영역이 장주기이므로 $T=1.0$ 초의 경우를 보면 지진하중이 이전의 75%수준으로 저감되었음을 알 수 있다. 그러나 철근콘크리트 보통모멘트 골조의 경우에는 단주기에서 58%가 증가하였고 $T=1.0$ 초의 경우에는 33% 정도 증가하고 있음을 볼 수 있다.

<표2> 신구내진기준에 따른 지진하중 비교

구 분	기 준	중요도계수	반응수정계수	지반조건
15층 이상 내력벽식 공동주택	AIK 2000	I=1.5	R=3	S=1.0
	KBC-2005	I=1.5	R=4.5	지반종류 = S_B
5층 이상 RC 골조 사무소건물	AIK 2000	I=1.2	R=3.5	S=1.0
	KBC-2005	I=1.2	R=3	지반종류 = S_B



(a) 15층 이상의 공동주택의 경우



(b) 5층 이상의 콘크리트 골조 사무소 건물

<그림 5> 국내 신구 설계 지진하중의 비교

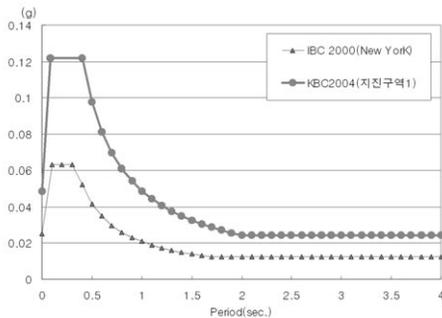
3.4 국내 지진하중과 뉴욕과의 비교

<그림 6>에서 KBC 2005의 지진하중을 IBC 2000의 뉴욕 지진하중과 비교하여 표시하였다. 15층 이상의 공동주택의 경우, 단주기 영역에서 IBC 2000 값의 1.9배, 장주기영역($T=1.0$ 초)에서 2.3배 정도임을 볼 수 있다. 5층 이상의 콘크리트 골조 사무소 건물의 경우, 단주기 영역에서 IBC 2000 값의 1.6배, 장주기영역($T=1.0$ 초)에서 1.9배 정도이다. 이는 두지역 모두 동일한 스펙트럼의 형상을 가지고 있으며 동일한 반응수정계수의 값을 사용하였기 때문이다. 다만, 차이가 있다면 중요도 계수와 설계스펙트럼의 크기가 다를 뿐이다.

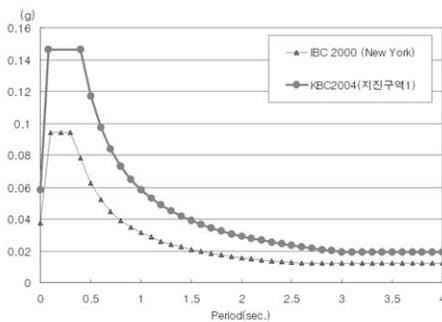
현재 국내 지진동의 절대크기를 평가할 수 있는 방법은 없다고 판단된다. 왜냐하면 국내에서 지진동의 크기에 대한 계측자료가 단기간 축적되었을 뿐 아니라 지진하중으로 사용할 정도의 큰 규모의 지진이 발생하지 않았기 때문이다. 그러나 스펙트럼의 크기를 상대적으로 비교하면 국내의 지진동의 크기를 짐작할 수 있을 것이다. 앞의 예에서 제시한 미국 뉴욕의 경우와 비교하면, 그 상대적인 크기를 짐작할 수 있다. 앞의 식(4)와 (13)에 따르면 뉴욕의 설계 가속도 $A_v=0.05$ 이다. 국내의 경우, 내진설계기준(II)에서 장주기 영역의 $A_v=0.11$ 이다. 장주기 영역 $T=1.0$ 에서 지진동의 크기인 A_v 의 비를

계산하면 $0.11/0.05 = 2.2$ 이다. 즉, 장주기 영역에서의 국내 지진지역1의 지진위험도의 크기는 뉴욕의 2.2배에 해당된다.

이 스펙트럼의 크기 비 2.2와 3.3절의 결과와 비교할 수 있다. 3.3절의 결과를 다시 쓰면, 지진하중의 크기 비는 15층 이상의 공동주택인 경우에 2.2배, 5층 이상의 콘크리트 골조의 경우에 1.9배 이므로, 스펙트럼의 비율 2.2와 거의 근사함을 볼 수 있다. 즉, 장주기에서 스펙트럼 상의 뉴욕에 대한 국내 지진지역 1의 지진동의 크기는 2.2배이고, 15층 이상의 공동주택과 5층 이상의 골조에서 설계 지진하중의 크기 비가 2.2와 유사함을 알 수 있다.



(a) 15층 이상의 공동주택의 경우



(b) 5층 이상의 콘크리트 골조 사무소 건물

〈그림 6〉 신내진기준과 IBC 2000에 따른 뉴욕의 설계 지진하중의 비교

4. 맺음말

미국의 ATC3-06과 UBC 1994, NEHRP 1994, IBC 2000을 고찰하고 뉴욕을 예로 지진하중을 구하고 이를 국내의 지진동과 비교한 결과는 다음과 같다. 단, 15층 이상 내력벽식 구조와 5층 이상의 RC 보통모멘트 골조에 한하여 지진하중을 비교하였다.

- 미국의 뉴욕의 경우, UBC 1994의 지진하중은 NEHRP 1994의 것보다 크게 나타났다. 이는 Berg¹⁾의 보고와 같이 미국 서부의 경우 UBC의 지진동 크기가 ATC3-06의 것과 비슷하나, 동부 뉴욕의 경우는 UBC의 설계하중이 더 크게 보고된 것과 동일한 현상을 보여 주는 것이다.

- 미국의 경우 〈그림 3〉에서 보듯이 건축법규가 IBC 2000으로 바뀌면서 지진력의 크기가 UBC 1994의 수준 이상으로 증가하였음을 알 수 있었다.

- 국내의 경우 AIK 2000에서 KBC 2005로 바뀐에 따라 15층 이상의 내력벽식 구조물은 대부분의 주기영역에서 지진하중이 감소하나, RC 보통 모멘트골조의 지진하중은 장주기 및 단주기 영역 모두에서 증가하였다.

- 미국 뉴욕의 지진동과 비교하여, 지진구역1의 장주기에 대한 설계 가속도 스펙트럼의 비 2.2와 같이, 내력벽과 골조의 설계 지진하중의 비도 2.2에 근사하게 나타났다(그림 6).

참 고 문 헌

1. Glen, V. Berg, Seismic Design Codes and Procedures, Earthquake Engineering Research Institute, 1982 pp82~87
2. S.K Ghosh, "Seismic detailing of reinforced concrete structures and performance-based codes," Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, 1997.
3. 내진설계기준연구(II), 한국지진공학회, 1997. 12. pp36, 37
4. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1994, FEMA 222A
5. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1997, FEMA 302
6. International Building Code, International Code Council, 2000