

에너지 소산능력을 고려한 전단벽의 내진설계 Seismic Design Method for Structural Walls Based on Energy Dissipation Capacity

박홍근*
Park, Hong-gun

엄태성**
Eom, Tae-sung

정연희**
Jung, Yeon-hee

ABSTRACT

Recently, performance-based analysis/design methods such as the capacity spectrum method and the direct displacement-based design method were developed. In these methods, the estimation of energy dissipation capacity due to inelastic behavior of RC structures depends on empirical equations which are not sufficiently accurate. On the other hand, in a recent study, a simplified method for evaluating energy dissipation capacity was developed. In the present study, based on the evaluation method, a new seismic design method for flexure-dominated RC walls is developed. In determination of seismic earthquake load, the proposed design method can address variation of the energy dissipation capacity with design parameters such as dimensions and shapes of cross-sections, axial force, and reinforcement ratio and arrangement. The proposed design method is compared with the current performance-based design methods and the applicability of the proposed method is discussed.

1. 서론

최근 능력스펙트럼해석법(Capacity Spectrum Method)¹⁾, 직접변위기초설계법(Direct Displacement-Based Design Method)²⁾ 등과 같은 성능에 기초한 내진 평가/설계 방법이 개발되어 사용되고 있다. 이들 방법은 Fig. 1 에서 보는 바와 같이 구조물을 등가의 단자유도계로 치환하여 내진 평가/설계하는 방법이다. 즉, 구조물을, 최대변형에서의 할선강성 K_{sec} 과, 비선형 주기거동과 같은 에너지 소산효과를 나타내는 등가감쇠비 ζ_{eq} 를 갖는 등가의 탄성시스템으로 치환하여 내진 성능을 평가/설계한다.

그러나, 이들 성능에 기초한 내진평가/설계 방법은 부정확한 방법을 이용하여 구조물의 비선형 주기거동에 의한 에너지 소산능력을 평가한다. 능력스펙트럼법의 경우, Fig. 2 과 Table 1 에서 보는 바와 같이 에너지 소산능력을 평가함에 있어 경험식에 의존하고 있다. 즉, 예상되는 주기거동 특성에 따라 구조물을 3 등급으로 구분하고, 운동강화거동을 가정한 에너지 소산량 E_{kb} 에 등급에 따라 각각 1.0, 0.67, 0.33 의 감쇄보정계수 α 를 곱하여 실제 주기거동에 의한 에너지 소산량 E_D 을 산정한다. 또한 직접변위기초설계법의 경우, Fig. 3 에서 보는 바와 같이 에너지 소산능력을 나타내는 ζ_{eq} 는 구조형식과 연성도에 의해서만 결정된다. 따라서 능력스펙트럼법과 직접변위기초설계법에서 사용되는 에너지 소산능력산정방법은 단면의 형태나 크기, 축력, 철근량 및 배근형태 등 중요한 설계변수의 영향을 고려하여 구조물의 정확한 에너지 소산능력을 고려할 수 없다.

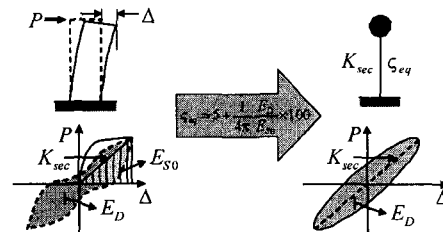


Fig. 1 Conversion to equivalent SDOF system

* 서울대학교 건축학과 조교수, 정희원
** 서울대학교 건축학과 대학원

한편, 최근 연구^{3), 4)}에서 주기하중을 받는 휨지배 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력을 정확히 평가할 수 있는 방법이 개발되었다. 이 연구에 의하면, 주기거동에 의한 에너지 소산은 주로 철근의 이력거동에 의하여 발생하므로, 편칭과 강도저하 현상 등을 수반하는 복잡한 주기거동에 대한 고려 없이 철근의 변형을 이력을 이용하여 에너지 소산량을 산정할 수 있다. 또한 동일한 구조시스템이라 하더라도 단면의 크기, 형상, 철근비, 배근형태 등에 따라 에너지 소산능력이 크게 달라질 수 있다.

본 논문에서는 에너지 소산능력 평가에 대한 기초연구를 근거로 하여 철근콘크리트 전단벽의 에너지 소산능력을 보다 정확하게 반영할 수 있는 성능기초 내진설계법을 개발하고자 한다.

2. 에너지 기초-변위제어 설계법

본 연구는 에너지 소산능력을 고려한 내진설계법에 대한 기초적인 연구로서 가장 단순한 거동형태를 보이는 휨지배 철근콘크리트 전단벽에 대한 설계법을 개발하였다. 이 제안된 설계방법의 절차는 다음과 같다(Fig. 4).

1) 탄성응답스펙트럼($\zeta_{eq} = 5\%$)에 근거하여 ζ_{eq} 의 변화에 따른 일련의 $S_a - S_d$ 요구스펙트럼을 구성한다(Fig. 4 (a)).

2) 구조물의 설계목표변위 Δ_T 를 가정하여 설계스펙트럼 변위 $S_{d,T}$ 로 치환하고, $S_a - S_d$ 스펙트럼 값으로부터 $S_{d,T}$ 에 대한 요구스펙트럼을 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 구성한다(Fig. 4 (b)).

3) 가정된 구조물의 파괴기구와 Δ_T 로부터, 각 소성힌지 단면에서 철근량의 변화에 따른 에너지 소산량 E_D 과 휨강도 M 를 구한다(Fig. 4 (c)).

4) E_D 는 ζ_{eq} 로, M 은 S_a 로 각각 치환하여 철근량을 매개로 $S_a - \zeta_{eq}$ 의 성능스펙트럼을 구성한다(Fig. 4 (d)).

5) 요구스펙트럼과 성능스펙트럼을 겹쳐서, 그 교차점을 성능점으로 하고, 이때의 스펙트럼가속도 값을 설계가속도 $S_{a,T}$ 로 구한다(Fig. 4 (d)).

6) $S_{a,T}$ 로부터 설계지진하중을 구하여 구조물에 대한 강도설계를 하며, 또한 Δ_T 가 만족되도록 각 단면에서의

Table 1 κ values

Structural Behavior Type	κ
A ¹⁾	1.00
B ¹⁾	0.67
C	0.33

1) More specific values are presented in ATC-40.

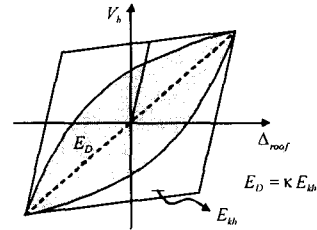


Fig. 2 Energy Dissipation Capacity (Capacity Spectrum Method)

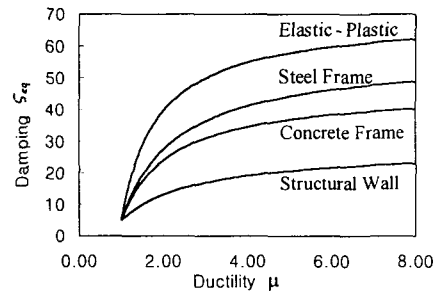


Fig. 3 Equivalent damping vs. ductility (Direct Displacement-Based Design)

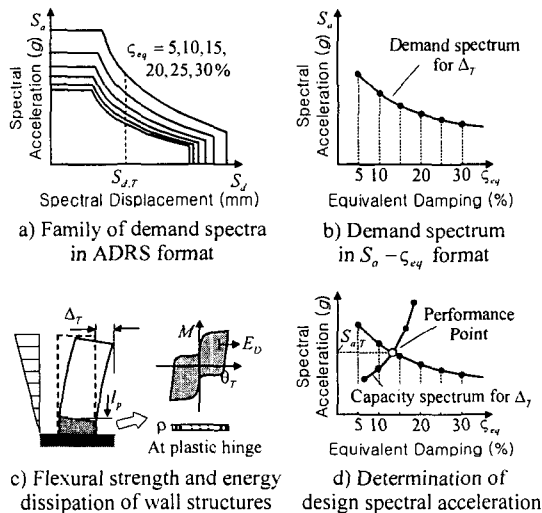


Fig. 4 Seismic design method based on energy dissipation capacity

연성보강설계를 실시한다.

2.1 요구 스펙트럼

요구스펙트럼은 예상되는 구조물의 비선형 거동에 의해 감소되는 요구지진응답을 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 나타낸 곡선이다. 요구스펙트럼을 구성하는 과정을 나타내면 다음과 같다.

1) 탄성응답스펙트럼을 스펙트럼가속도 S_a 와 스펙트럼변위 S_d 의 평면에서 구성한다. 건축물하중기준⁵⁾(2000, 건교부)에서는 다음과 같은 탄성설계응답스펙트럼을 제시하고 있다(Fig. 5).

$$S_a = AIC = \frac{AIS}{1.2\sqrt{T}} \quad (1)$$

여기서 S_a 의 단위는 중력가속도 g 이고, A = 지역계수, I = 중요도 계수, C = 동적계수, S = 토질계수, T = 구조물의 기본진동주기이다. 동적계수는 $C = \frac{S}{1.2\sqrt{T}} \leq 1.75$ 를 만족해야 한다.

$S_a - T$ 평면의 응답스펙트럼은 식 (2) 를 이용하여 Fig. 5 와 같이 $S_a - S_d$ 평면으로 치환된다.⁶⁾

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (2)$$

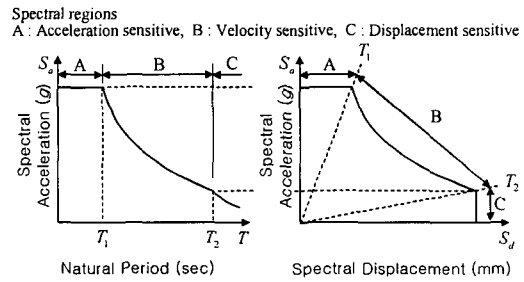


Fig. 5 Elastic response spectrum in traditional and ADRS format

Fig. 5 에서 진동주기가 $T \leq T_1$ 인 A 구간은 가속도가 일정한 영역, $T_1 \leq T \leq T_2$ 인 B 구간은 가속도가 주기의 제곱근에 반비례하는 영역, $T_2 \leq T$ 인 구간 C 는 변위가 일정한 영역이다.(단, 건축물하중기준(2000, 건교부)에서는 구간 C 를 별도로 정의하지 않고 있다)

2) 건물 최상층에서의 설계목표변위 Δ_T 를 가정하여 설계스펙트럼변위 $S_{d,T}$ 를 구한다. Fig. 6 은 전형적인 전단벽구조의 기본진동모드를 나타내고 있다. 그림에서 N = 총 층수, $\phi_{j,1}$, w_j , m_j = 각각 j 층의 모드형상, 중량, 질량이다. 전단벽의 지진거동은 1차모드가 지배적인 거동이므로, $S_{d,T}$ 는 다음과 같이 근사적으로 구할 수 있다.

$$S_{d,T} = \frac{\Delta_T}{PF_1 \phi_{N,1}} \quad (3)$$

여기서 PF_1 = 지진응답에 대한 1차모드의 참여계수, $\phi_{N,1}$ = 최상층에서의 1차모드값이다. 구조동역학 이론으로부터 PF_1 은 다음과 같다.⁶⁾

$$PF_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1} m_j}{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1}^2 m_j} = \frac{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1} w_j}{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1}^2 w_j} \quad (4)$$

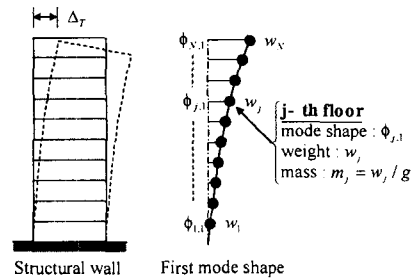


Fig. 6 Fundamental vibration mode shape of structural wall

3) 예상되는 비선형거동에 의해 감소된 요구스펙트럼을 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 작성한다. 건물은 비선형 주기거동에 의하여 진동주기가 증가하고 에너지 소산을 일으키므로, Fig. 7 에 나타낸 바와 같이 지진에 대한 가속도응답의 크기가 $S_{a,E}$ 로부터 S_a 로 줄어든다. 이때, 진동주기의 증가(경로 ①)와 에너지 소산(경로 ②)에 의한 가속도응답의 감소를 나타내는 계수를 각각 R_T, R_D 라 하자. 또한 $T_{E,T}$ = 탄성거동에 의한 최대변위가 $S_{d,T}$ 인 단자유도계의 주기, $T_{I,T}$ = 비탄성 거동에 의한 최대변위가 $S_{d,T}$ 인 단자유도계의 주기이다. 따라서 비선형거동에 의한 감소된 가속도응답은 식 (5) 와 같이 나타낼 수 있다(Fig. 7).

$$S_a = R_D R_T S_{a,E} \quad (5)$$

여기서 $S_{a,E} = S_{d,T}$ 에 대한 탄성응답스펙트럼의 가속도응답의 크기이다. Fig. 7 에서 보는 바와 같이 R_T 는 경로 ① 을 따르므로 에너지 소산과는 무관한 $T_{E,T}$ 와 $T_{I,T}$ 의 함수이고, R_D 는 경로 ② 를 따르므로 주기와는 무관한 등가감쇠비 ζ_{eq} 의 함수이다.

일반적으로, 대부분의 철근콘크리트 전단벽의 탄성 및 비탄성 주기는 가속도가 주기의 제공근에 반비례하는 영역(Fig. 5, 구간 B)에 존재하므로, 다음과 같은 간단한 방법을 이용하여 감소된 가속도응답을 구할 수 있다.

Fig. 7 에서 보는 바와 같이, 식 (2) 를 이용하여 $T_{E,T}$ 와 $T_{I,T}$ 를 스펙트럼가속도와 변위로 나타내면 다음과 같다.

$$T_{E,T} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,T}}{S_{a,E}}}, \quad T_{I,T} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,T}}{S_a}} \quad (6)$$

$T_{E,T}$ 와 $T_{I,T}$ 가 모두 구간 B 에 존재하므로, 식 (1), (6) 에 의하여 R_T 는 다음과 같다.

$$R_T = \frac{\frac{AIS}{1.2\sqrt{T_{I,T}}}}{\frac{AIS}{1.2\sqrt{T_{E,T}}}} = \sqrt{\frac{T_{E,T}}{T_{I,T}}} = \left(\frac{S_a}{S_{a,E}}\right)^{1/4} \quad (7)$$

식 (7) 을 식 (5) 에 대입하여 감소된 응답의 크기를 구하면 다음과 같다.

$$S_a = (R_D)^{4/3} S_{a,E} \quad (8)$$

ATC-40¹⁾ 과 EC8⁷⁾ 에서 가속도가 주기의 제공근에 반비례하는 영역에서 R_D 는 각각 식 (9-a), (9-b) 와 같다.

$$R_D = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\zeta_{eq})}{1.65} \quad (\text{ATC-40}) \quad (9-a)$$

$$R_D = \left(\frac{7}{2 + \zeta_{eq}}\right)^{1/2} \quad (\text{EC8}) \quad (9-b)$$

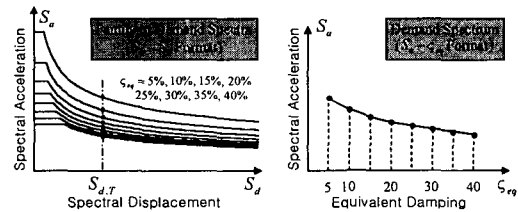


Fig. 8 Construction of inelastic demand spectrum

4) Fig. 8 과 같이, $S_a - S_d$ 평면의 요구스펙트럼으로부터 설계목표 스펙트럼변위 $S_{d,T}$ 에 대한 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면의 요구스

펙트럼을 구성한다.

2.2 성능 스펙트럼

성능스펙트럼은 예상되는 구조물의 지진에 대한 저항능력을 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 나타낸 곡선이다. 성능스펙트럼을 구성하는 과정을 나타내면 다음과 같다.

전단벽 구조의 경우 대개 소성힌지가 벽체 하부에 집중되므로, 극한 거동시 Fig. 9 와 같은 곡률분포를 가정한다. 이때, 소성힌지 영역에서의 단면최대곡률 ϕ_u 는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_u = \frac{\Delta_T - \alpha_L(l - l_p)^2 \phi_y}{l_p(l - \frac{1}{2} l_p)} \quad (10)$$

여기서 l = 전단벽의 높이, l_p = 소성힌지영역의 높이, ϕ_y = 단면의 항복곡률, α_L = 탄성영역에서 층하중의 분포에 따른 곡률분포의 변화를 나타내는 계수로, 하중이 최상층에 집중된 경우에는 1/3, 층높이에 비례하는 층하중분포의 경우에는 11/40, 모든 층에 동일한 하중이 작용하는 경우에는 1/4 이다.

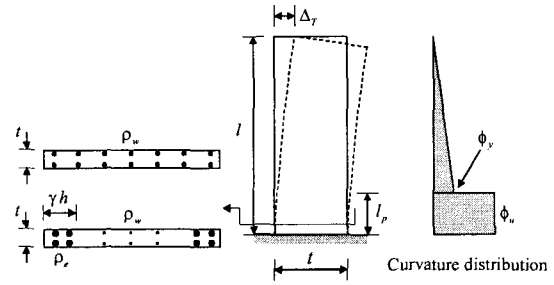


Fig. 9 Dimensions and curvature distribution

ϕ_u 가 주어져 있는 경우 일반적인 전단벽의 휨강도 M 와 에너지 소산능력 E_D 를 구하는 방법은 참고문헌 3, 4 에 나타나 있으며, 부록에 관계식이 요약되어 있다.

일반적으로 구조물의 설계시 단면의 형태, 배근방법, 압축력, 연성도 등이 정해져 있으므로 M 과 E_D 는 단면의 철근비 ρ , ρ_w 대한 함수로 나타난다. 또한, M 은 스펙트럼 가속도 S_a 로, E_D 는 등가감쇄비 ζ_{eq} 로 각각 치환할 수 있다. 따라서, 철근비를 매개로, 구조물의 강도와 에너지 소산능력의 관계를 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 나타내어 성능스펙트럼을 구성한다. 자세한 성능스펙트럼 구성과정은 다음과 같다.

1) 단면의 철근비를 가정한 후, 부록의 계산을 이용하여 M 과 E_D 를 구한다.^{3),4)}

2) Fig. 10 과 같이 가정한 층하중 분포를 이용하여 M 을 밀면 전단력 V_b 로 치환한다.

$$V_b = \frac{M}{\sum_{j=1}^N s_j h_j} \quad (11)$$

여기서 h_j, s_j 는 각각 j 층의 높이와 층하중분포의 비율이고, $\sum_{j=1}^N s_j = 1$ 이다.

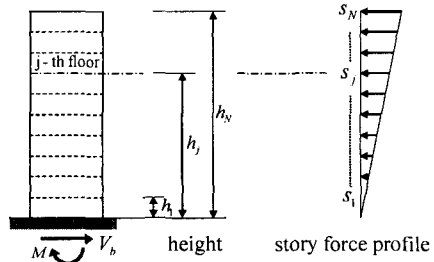


Fig. 10 Story height and force profiles

3) V_b 를 스펙트럼가속도 S_a 로 치환한다. 구조 동역학 이론으로부터 V_b 와 S_a 는 다음과 같은 관계가 있다.⁶⁾

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^* g} \quad (12)$$

여기서 M_1^* 는 1차모드의 참여질량으로 다음과 같이 구한다.⁶⁾

$$M_1^* = \frac{\left[\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1} \right]^2}{\sum_{j=1}^N m_j (\phi_{j,1})^2} = \frac{\left[\sum_{j=1}^N w_j \phi_{j,1} \right]^2}{\sum_{j=1}^N w_j (\phi_{j,1})^2} \frac{1}{g} \quad (13)$$

4) E_D 를 ζ_{eq} 로 치환한다. 이때 활선강성에 의한 탄성저장에너지 E_{S0} 는 식 (14) 를 이용하여 구한다.^{1),6)} 따라서 ζ_{eq} 는 식 (15) 로부터 얻을 수 있다.⁶⁾

$$E_{S0} = \frac{1}{2} V_b \Delta D \quad (14)$$

$$\zeta_{eq} = 5 + \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \times 100 \quad (\%) \quad (15)$$

5) 4) 에서 구한 ζ_{eq} 를 가로축으로, 3) 에서 구한 S_a 를 세로축으로 하여 성능스펙트럼을 작성한다.

6) 철근비를 증가시키며 1) ~ 5) 를 반복수행하여, 성능스펙트럼을 완성한다.

위에서 설명한 바와 같이 성능스펙트럼을 구하기 위해서는 철근비의 변화시키며 여러번의 반복계산을 수행하여야 한다. 그러나 본 연구결과 3 개점의 철근비에 대한 에너지 소산능력의 계산으로서 근사적인 성능스펙트럼을 얻을 수 있다. 최근 연구⁴⁾를 통하여 철근콘크리트 전단벽에서 축력, 배근형태, 연성도 등의 설계변수가 일정한 경우 휨강도 M 와 소산에너지량 E_D 가 모두 철근비에 거의 선형으로 비례함이 밝혀졌다. 식 (11), (12) 에 의하여 S_a 는 M 에 비례하므로 S_a 또한 철근비에 선형으로 비례하고, 따라서 E_D 는 S_a 의 일차식으로 근사시킬 수 있다. 또한 식 (11), (14) 에 의하여 E_{S0} 역시 S_a 의 일차식으로 근사시킬 수 있다. E_D 와 E_{S0} 모두 S_a 의 일차식이므로 식 (15) 로부터 등가감쇠비 ζ_{eq} 를 S_a 의 분수함수꼴로 근사시킬 수 있고, 역으로 S_a 를 ζ_{eq} 의 분수함수꼴로 근사시킬 수 있다. 즉,

$$S_a = \frac{C_2 \zeta_{eq} + C_3}{\zeta_{eq} + C_1} \quad (16)$$

위 식에서 C_1, C_2, C_3 는 상수값으로, 위에서 소개한 방법을 이용하여 구한 세점 (ζ_{eq}, S_a) 을 대입하여 구할 수 있다. 이때 Fig. 11 에서 보는 바와 같이, 두 점은 설계기준에서 정하는 최소, 최대 철근비에 대한 (ζ_{eq}, S_a) 를 이용한 다.

2.3 성능점 및 설계지진하중의 산정

Fig. 12 에 나타낸 바와 같이 Fig. 8 의 요구스펙트럼과 Fig. 11 의 성능스펙트럼을 하나의 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 겹쳐, 두 스펙트럼의 교차점을 성능점으로 결정한다. 이때 성능점의 S_a 를 이용하여 전단벽의 설계밀면전단력 V 를 식 (17) 과 같이 구한다.^{1),6)}

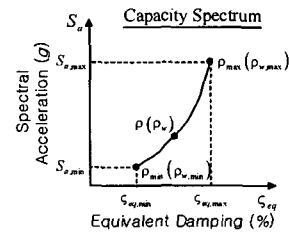


Fig. 11 Approximation of capacity spectrum

$$V = S_a(M_1^* g) = S_a \frac{\left[\sum_{j=1}^N w_j \phi_{j,1} \right]^2}{\sum_{j=1}^N w_j (\phi_{j,1})^2} \quad (17)$$

위 설계하중에 대하여 전단벽 단면에 대한 강도설계를 실시하며, 또한 목표변위 Δ_T 를 발휘하도록 각 부재에 대하여 단부보강 등의 연성도설계를 실시한다.

2.4 기존의 내진설계법과의 비교

기존 내진설계법과의 비교를 위하여, 10층 규모의 전단벽에 대하여 내진설계를 실시하였다. Fig. 13에서 보는 바와 같이 설계대상 전단벽은 $l = 26$ m, $h = 6$ m, $t = 0.2$ m 인 10층(층고 2.6 m) 벽체이다. 사용된 콘크리트는 $f_{ck} = 27$ MPa, 철근은 $f_y = 400$ MPa 이다.

건축물하중기준⁵⁾(2000, 건교부)에서 정하는 전단벽의 기본진동 주기는 다음과 같다.

$$T = 0.048(h_n)^{3/4} = 0.048(26)^{3/4} = 0.56 \text{ sec}$$

전단벽의 균열강성을 이용한 탄성모드해석을 통하여, 구조물의 기본진동주기가 0.56 초가 되는 총질량을 구하면 $m_j = 29700$ kg 이다. 따라서 총중량은 $w_j = m_j g = 29.7$ tonf 이고, 전단벽 구조의 총중량은 $W = 297$ tonf 이다.

건축물하중기준⁵⁾(2000, 건교부)에서 정하는 최대 지역계수 A 는 0.11 이지만, 본 예제에서는 각 설계법간의 명확한 비교를 위하여 $A = 0.4$ 를 사용한다. 또한 중요도계수 $I = 0.15$, 지반계수 $S = 1.2$ 이라 가정한다. 전단벽 구조에 대한 반응수정계수 $R = 3.0$ 을 사용한다.

건축물하중기준(2000, 건교부)⁵⁾을 이용하여 등가정적설계하중을 구하면 다음과 같다.

$$V = \frac{AIC}{R} W = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.2}{1.2 \times \sqrt{0.56 \times 3.0}} \times 297 \times 9.8 = 648 \text{ kN}$$

Table 2 Design by current seismic design code

Rebar arrangement	$P = 0.0f_{ck}A_g$		$P = 0.1f_{ck}A_g$	
	$\rho_e^{1)}$ (%)	$\rho_w^{2)}$ (%)	$\rho_e^{1)}$ (%)	$\rho_w^{2)}$ (%)
Uniform rebar	1.67	1.67	1.06	1.06
B/E^2 ($\gamma = 0.1$)	6.60	0.25 ³⁾	3.46	0.25 ³⁾

위 V 에 건축물하중기준(2000, 건교부)⁵⁾에 명시된 하중계수 $\lambda = 1.403$ 을 곱하여 설계밀면전단력을 구하면 909 kN 이다. Table 2 는, $V = 909$ kN 에 대하여 벽체에 작용하는 축력과 배근형태를 달리하며 실시한 벽체 하부 소성힌지영역에서의 단면설계결과를 나타낸다.

직접변위기초설계법^{2),8)}을 이용하여 Fig. 13의 전단벽을 설계하면 다음과 같다. 설계목표변위는 $\Delta_T = 0.01/0.015/0.02/$ 이고, 설계응답스펙트럼은 건축물하중기준⁵⁾(2000, 건교부)에서 정하는 값을 이용한다. Table 3 은 간략한 설계과정과 각 설계목표변위에 따른 설계밀면전단력을 나타낸다. Table 4 는 Table 3의 설계하중에 대하여 축력과 배근형태를 달리하여 실시한 벽체하부 소성힌지영역에서의 단면설계결과이다.

제안된 방법에 의한 전단벽의 설계과정은 Fig. 14에 나타나 있다. 요구스펙트럼은 직접변위기초설계법과의 비교를 위해

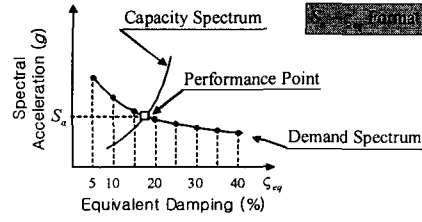


Fig. 12 Determination of performance point

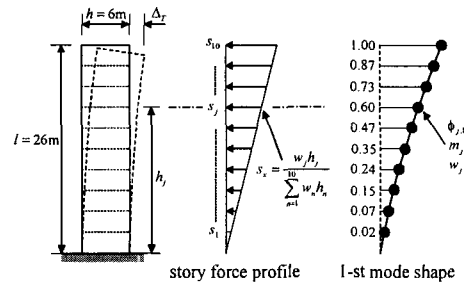


Fig. 13 Floor loads and fundamental mode shape of the prototype wall

여 EC8⁷⁾에 제시된 감소계수 R_D (식 (9-b))를 이용하여 구한 것을 사용하였다. Table 5는 제안된 설계법으로 구한 설계밀면전단력, 소성힌지영역에서의 단면설계결과 등을 나타낸다.

Table 2, 4, 5에 나타난 설계하중 및 단면설계결과에 대한 비교는 각 설계법의 차이를 명확히 나타내준다. Table 2에 나타난 같이, 기존의 내진설계규준은 강도에 기초한 설계방법이므로, 다양한 설계목표변위에 대한 내진설계를 할 수 없다. 즉, 건물에 따른 성능수준의 변화를 고려한 설계가 불가능하다. 직접변위기초설계법은, Table 3에 나타난 바와 같이, 변위에 기초하여 내진설계를 하므로 다양한 설계목표변위 혹은 성능수준에 대한 설계가 가능하다. 그러나, Table 3에 나타난 바와 같이, 연성도에만 의존하여 등가감쇄비(Fig. 3)가 결정되므로, $\Delta_T = 0.010/0.015/0.020l$ 에 따라 축력, 철근비, 배근형태 등과 같은 설계변수에 관계없이 각각 $V = 884, 722, 630$ kN의 설계밀면전단력을 갖는다. 이는 직접변위기초설계법이 최근 연구^{3),4)}에서 밝혀진 축력, 철근비, 배근형태 등에 따른 에너지 소산능력의 변화를 고려하고 있지 못함을 나타낸다. 반면 제안된 설계법에서는, Fig. 14, Table 5에서 보는 바와 같이, 축력, 배근형태, 철근비 등이 강도뿐만 아니라 에너지 소산능력에도 영향을 주어 같은 성능수준이라도 설계지진하중의 크기가 달라진다. 일례로, Table 5에서 보는 바와 같이 성능수준이 $\Delta_T = 0.010l$ 인 경우, 균등배근 벽체와 단부집중배근 벽체의 설계지진하중이 각각 $V = 974, 697$ kN로 다르고($P = 0.0f_{ck}A_g$, $P = 0.0f_{ck}A_g, 0.1f_{ck}A_g$ 의 축력이 작용하는 균등배근 벽체의 설계지진하중이 각각 $V = 974, 1108$ kN으로 다르다. Fig. 14는 직접변위기초설계법과 제안된 설계법을 한 평면에서 비교한 것을 나타낸다. 직접변위기초설계법에서 에너지 소산능력을 나타내는 등가감쇄비가 강도와 무관하게 항상 일정한 값이지만, 제안된 설계법에서는 등가감쇄비가 강도에 따라 달라지는 모습을 보여준다.

3. 결론

본 연구에서는 휨지배 철근콘크리트 전단벽에 대하여 에너지 소산능력을 정확히 고려하여 내진설계를 수행할 수 있는 방법을 개발하였다. 제안된 설계법은, 주어진 설계목표변위에 대한 요구스펙트럼과, 다양한 설계변수에 의한 에너지 소산능력의 변화를 나타내는 성능스펙트럼을 스펙트럼가속도-등가감쇄비 평면에 동시에 나타내어, 그 교차

Table 3 Base shear calculated by direct displacement-based design

Roof Displ.	$\phi_m^{1)}$ (/mm)	$\Delta_d^{2)}$ (mm)	$\mu^{3)}$	$\zeta_{eq}^{4)}$ (%)	$T_e^{5)}$ (sec)	$K_e^{6)}$ (kN/mm)	$V^7)$ (kN)
0.010l	2.88×10^{-1}	177	2.40	14.9	1.51	3.56	884
0.015l	5.51×10^{-1}	267	3.63	17.9	2.09	1.93	722
0.020l	8.13×10^{-1}	358	4.86	19.6	2.61	1.25	630

- $\phi_m = \left(\Delta_D - \frac{1}{3} \phi_y \right) / \left(l_p \left(l - \frac{1}{2} l_p \right) \right) - \phi_y$
 $l_p = 0.2h + 0.03l = 1980$ mm
- $\theta_d = (\epsilon_y l) / h + (\phi_m - \phi_y) l_p$
 $\Delta_j = \frac{2\epsilon_y h_j^2}{3h} \left(1.5 - \frac{h_j}{2l} \right) + \left(\theta_d - \frac{\epsilon_y l}{h} \right) \left(h_j - \frac{l_p}{2} \right)$
 $\Delta_d = \left(\sum_{j=1}^n m_j \Delta_j^2 \right) / \left(\sum_{j=1}^n m_j \Delta_j \right)$
- $\Delta_y = \frac{2\epsilon_y}{3h} (0.7l)^2 \mu = \Delta_d / \Delta_y$
- $\zeta_{eq} = 100 \times \left(0.05 + \frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}}{\pi} \right)$
- Design Displ. Response Spectrum $\Delta_{T,\zeta_w} = \Delta_{T,5} \left(\frac{7}{2 + \zeta_{eq}} \right)^{1/2}$
- $M_e = \left(\sum_{j=1}^n m_j \Delta_j \right) / \Delta_d K_e = 4\pi^2 M_e / T_e^2$
- Factored load $V = \lambda K_e \Delta_d$

Table 4 Design by direct displacement-based design

rebar arrangement	Roof Displ.	$P = 0.0f_{ck}A_g$		$P = 0.1f_{ck}A_g$	
		$\rho_e^{1)}$ (%)	$\rho_w^{2)}$ (%)	$\rho_e^{1)}$ (%)	$\rho_w^{2)}$ (%)
Uniform rebar	0.010l	1.32	1.32	0.69	0.69
	0.015l	1.04	1.04	0.40	0.40
	0.020l	0.90	0.90	0.25 ³⁾	0.25 ³⁾
B/E ⁴⁾ ($\gamma = 0.1$)	0.010l	5.17	0.25 ³⁾	2.05	0.25 ³⁾
	0.015l	3.99	0.25 ³⁾	0.87	0.25 ³⁾
	0.020l	3.34	0.25 ³⁾	0.25 ³⁾	0.25 ³⁾

- Reinf. ratio in boundary elements $\rho_e = \rho + \rho_w$
- Boundary Element with concentrated rebars
- Minimum reinf. ratio

Table 5 Design by proposed method using spectrum reduction factor of EC8

rebar arrangement	Roof Displ.	$P = 0.0f_{ck}A_g$			$P = 0.1f_{ck}A_g$		
		Base shear ¹⁾ (kN)	$\rho_e^{2)}$ (%)	$\rho_w^{2)}$ (%)	Base shear (kN)	$\rho_e^{2)}$ (%)	$\rho_w^{2)}$ (%)
Uniform rebar	0.010l	974	1.49	1.49	1108	1.12	1.12
	0.015l	709	1.03	1.03	847	0.62	0.62
	0.020l	600	0.85	0.85	750	0.45	0.45
B/E ³⁾ ($\gamma = 0.1$)	0.010l	697	3.84	0.25 ⁴⁾	937	2.46	0.25 ⁴⁾
	0.015l	546	2.75	0.25 ⁴⁾	793	1.37	0.25 ⁴⁾
	0.020l	475	2.25	0.25 ⁴⁾	725	0.89	0.25 ⁴⁾

- Factored load
- Reinf. ratio in boundary elements $\rho_e = \rho + \rho_w$
- Boundary Element with concentrated rebars
- Minimum reinf. ratio

점을 성능점으로 구하는 방법이다. 또한, 기존의 내진설계 방법과의 비교를 통하여 제안된 설계법으로 단면의 크기 및 형상, 축력, 철근비, 배근형태, 연성도 등과 같은 다양한 설계변수에 따른 에너지 소산능력의 변화를 고려할 수 있음을 입증하였다.

본 연구는 에너지 소산능력을 고려한 철근콘크리트 건물의 설계에 대한 기초적인 연구로서, 추후에 철근콘크리트 골조와 전단벽-골조에 적용할 수 있는 설계방법에 대한 연구가 필요하다.

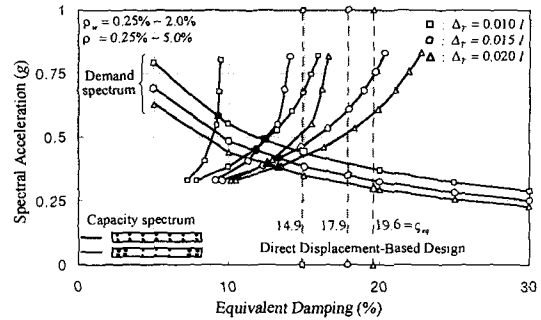


Fig. 14 Comparison of the proposed method and the direct displacement-based design method

감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC)와 두뇌한국 21 사업의 재정적 지원을 받아 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. ATC, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996
2. M.J.N Priestley, "Performance Based Seismic Design", Paper No. 2831, 12th World Conference on Earthquake Engineering(WCEE), 2000
3. 임태성, 박홍근, "휨지배 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력 평가방법", 콘크리트학회 논문집, Vol. 14, No. 4(Serial No. 70), August 2002, pp. 566-577
4. 임태성, 박홍근, "휨지배 철근콘크리트 부재에 대한 에너지 소산능력 산정식의 개발", 2002 년 국제예정
5. 건축물 하중기준, 건설교통부, 2000
6. Anil K. Chopra, "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1995, pp. 80-100, pp. 467-540
7. EC8, "Eurocode 8 : Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures", 1994
8. Mervyn J. Kowalsky, "RC Structural Walls Designed According to UBC and Displacement-Based Methods", Journal of Structural Engineering, ASCE, 2001. 03, pp. 506-516

부록

전체 단면에 ρ_w 의 철근비로 웹철근이 균일하게 배근되어 있고, 양단부의 γh 영역에 단부철근이 ρ 의 철근비로 추가로 배근되어 있다. 계산의 편의를 위하여 단부집중 철근은 γh 영역 중앙에 집중되어 있다.(Fig. 9 참조)

A-1. ϕ_u 에 대한 단면해석시 압축대의 길이산정

a) $\frac{c}{h} < \frac{\gamma}{2} + \frac{\epsilon_y}{\phi_u h}$ 인 경우

$$\frac{c}{h} = \frac{\rho\gamma\left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} + \frac{\gamma}{2}\right) + \rho_w\left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h}\right) + \left(\frac{P}{f_{ct}ht}\right)\left(\frac{f_{ct}}{f_y}\right)\left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h}\right)}{\rho\gamma + 2\rho_w\left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h}\right) + \alpha\beta\left(\frac{f_{ct}}{f_y}\right)\left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h}\right)} \quad (A-1)$$

여기서 f_{ck} = 콘크리트의 압축강도, f_y, ε_y = 철근의 항복 강도 및 변형율, t, h = 각각 벽체의 두께와 너비, γ = 양단부의 집중배근영역의 길이비, P = 외부축력, α, β = 콘크리트의 응력불복을 정의하는 변수

b) $\frac{c}{h} \geq \frac{\gamma}{2} + \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}$ 인 경우

$$\frac{c}{h} = \frac{\rho_w + \left(\frac{P}{f_{ck} h t}\right) \left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right)}{2\rho_w + \alpha\beta \left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right)} \quad (A-2)$$

A-2. 휨강도 M 의 산정

a) $\frac{c}{h} < \frac{\gamma}{2} + \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}$ 인 경우

$$\begin{aligned} M = & \frac{1}{2} \alpha\beta f_{ck} h^2 t \left[\frac{c}{h} - \beta \left(\frac{c}{h} \right)^2 \right] \\ & + \frac{1}{2} \rho f_y h^2 t \left[\gamma(1-\gamma) \left(1 + \frac{\frac{c}{h} - \frac{\gamma}{2}}{\frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}} \right) \right] \\ & + \rho_w f_y h^2 t \left[\frac{c}{h} - \left(\frac{c}{h} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{\varepsilon_y}{\phi_u h} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (A-3)$$

b) $\frac{c}{h} \geq \frac{\gamma}{2} + \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}$ 인 경우

$$\begin{aligned} M = & \frac{1}{2} \alpha\beta f_{ck} h^2 t \left[\frac{c}{h} - \beta \left(\frac{c}{h} \right)^2 \right] \\ & + \rho f_y h^2 t \left[\gamma(1-\gamma) \right] \\ & + \rho_w f_y h^2 t \left[\frac{c}{h} - \left(\frac{c}{h} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{\varepsilon_y}{\phi_u h} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (A-4)$$

A-3. P_{D0} 의 산정

a) $\frac{c}{h} < \frac{\gamma}{2} + \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}$ 인 경우

$$P_{D0} = \rho f_y \gamma h t + \rho_w f_y h t \left[\left(1 - \frac{2c}{h} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{\left(\frac{2\varepsilon_y}{\phi_u h} - \frac{c}{h} \right)^2}{\frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}} \right) \right] \quad \text{for } \frac{c}{h} < \frac{2\varepsilon_y}{\phi_u h} \quad (A-5-a)$$

$$P_{D0} = \rho f_y \gamma h t + \rho_w f_y h t \left(1 - \frac{2c}{h} \right) \quad \text{for } \frac{c}{h} \geq \frac{2\varepsilon_y}{\phi_u h} \quad (A-5-b)$$

b) $\frac{c}{h} \geq \frac{\gamma}{2} + \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}$ 인 경우

$$P_{D0} = \rho f_y \gamma h t \left[1 - \frac{\left(\frac{c}{h} - \frac{\gamma}{2} - \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h} \right)}{\frac{\varepsilon_y}{\phi_u h}} \right] + \rho_w f_y h t \left(1 - \frac{2c}{h} \right) \quad \text{for } \frac{c}{h} < \frac{\gamma}{2} + \frac{2\varepsilon_y}{\phi_u h} \quad (\text{A-5-c})$$

$$P_{D0} = \rho_w f_y h t \left(1 - \frac{2c}{h} \right) \quad \text{for } \frac{c}{h} \geq \frac{\gamma}{2} + \frac{2\varepsilon_y}{\phi_u h} \quad (\text{A-5-d})$$

A-4. ε_D 의 산정

a) $P_{D0} \geq P$ 인 경우

$$\varepsilon_D = \frac{P_{D0} - P}{P_{D0}} (\varepsilon_{D, \max} - \varepsilon_{D0}) = \frac{P_{D0} - P}{P_{D0}} \left[\phi_u \left(\frac{h}{2} - c \right) - f_{cy} \right] P \leq P_{D0} \quad (\text{A-6-a})$$

b) $P_{D0} < P$ 인 경우

$$\varepsilon_D = - \left[1 - \left(1 - \frac{P}{f_{ck} h t} \right)^{1/2} \right] \varepsilon_{c0} \quad \text{for } P_{D0} < P \quad (\text{A-6-b})$$

여기서 ε_0 = 콘크리트의 최대압축강도가 발휘되는 변형률

A-5. E_D 의 산정

$$e_D = 4R_B \rho f_y \phi_u h^2 t l_p \left[\gamma \left(1 - \gamma - 2 \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h} \right) \right] + 2R_B \rho_w f_y \phi_u h^2 t l_p \left[\left(1 - \frac{c'}{h} - 2 \frac{\varepsilon_y}{\phi_u h} \right)^2 + \left(\frac{c'}{h} \right)^2 \right] \quad (\text{A-7})$$

여기서, l_p = 소성힌지 영역의 길이, $\frac{c'}{h} = \frac{c}{h} + \frac{\varepsilon_D}{\phi_u h}$, R_B = 철근의 바우싱거 효과에 의한 소산에너지의 감소를 고려하는 계수로 $R_B = 0.75$ 를 사용^{3), 6)}

전체 단면에 균등배근한 벽체의 경우 및 식에 $\gamma = 0$, $\rho = 0$ 를 대입하여 E_D 를 구할 수 있다.