

에너지 소산능력을 고려한 전단벽의 내진설계

Earthquake Design Method for Structural Walls Based on Energy Dissipation Capacity

박 홍 근* 엄 태 성**
Park, Hong Gun Eom, Tae Sung

국문요약

최근 능력스펙트럼법, 직접변위기초설계법 등과 같은 성능에 기초한 내진 평가/설계법이 개발되어 사용되고 있다. 이들 방법은 구조물의 비선형 주기거동에 의한 에너지 소산능력을 고려함에 있어 부정확한 경험식에 의존하는 한계를 보이고 있다. 한편, 최근 연구에서 휨지배 철근콘크리트 부재에 대하여 여러 설계변수의 영향을 고려하여 주기거동에 의한 에너지 소산능력을 정확히 평가할 수 있는 방법이 개발되었다. 본 연구에서는 에너지 소산능력을 고려한 내진설계법에 대한 기초적인 연구로서, 최근 연구에서 개발된 에너지 소산능력 산정법을 이용한 철근콘크리트 전단벽 구조의 내진설계법을 개발하여, 기존의 내진설계법과 비교하였다. 제안된 설계법에서는 단면의 크기 및 형상, 축력, 철근비, 배근형태, 연성도 등과 같은 다양한 설계변수에 따른 에너지 소산능력의 변화를 정확히 고려하여 설계할 수 있다.

주요어 : 내진설계, 성능기초설계, 에너지 소산능력, 변위기초설계, 전단벽

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, estimation of energy dissipation capacity 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 was developed. In determination of earthquake load, the proposed design method can address variations of 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 was compared with the current performance-based design methods. The applicability of the proposed method was discussed.

Key words : seismic design, performance-based design, energy dissipation capacity, displacement-based design, shear wall

1. 서 론

최근 능력스펙트럼해석법(Capacity Spectrum Method, 이하 CSM)⁽¹⁾, 직접변위기초설계법(Direct Displacement-Based Design Method, 이하 DDBD)⁽²⁾ 등과 같은 성능에 기초한 내진성능 평가/설계 방법이 개발되어 사용되고 있다. 이 방법들은 Fig. 1 에서 보는 바와 같이 구조물을 등가의 단자유도 계로 치환하여 내진 평가/설계하는 방법이다. 즉, 구조물을, 최대변형에 대한 할선강성 K_{sec} 과, 비선형 주기거동에 의한 에너지 소산량 E_D 과 같은 에너지 소산효율의 등가감쇠비 ζ_{eq} 를 갖는 등가의 탄성시스템으로 치환하여 내진 성능을 평가/설계한다.

그러나, 이 성능에 기초한 내진성능 평가/설계 방법들은 정확하지 않은 방법을 이용하여 구조물의 비선형 주기거동에 의한 에너지 소산능력을 평가한다. CSM의 경우, Fig. 2 와 Table 1에 나타난 바와 같이, 예상되는 주기거동 특성에 따라 구조물을 3 등급으로 구분하고, 각 등급에 따라 1.0, 0.67, 0.33 의 감쇠보정계수 α 를 운동강화거동을 가정한 에

너지 소산량 E_{kh} 에 곱하여 실제 비선형 주기거동에 의한 에너지 소산량 E_D 을 산정한다. 또한 DDBD에서는, Fig. 3에 나타난 바와 같이, 에너지 소산능력을 나타내는 ζ_{eq} 를 구조형식에 따른 연성도의 함수로 제시하고 있다.

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 최대 및 최소 변형률 이력의 차를 이용하여 에너지 소산량을 산정할 수 있다. 또한 동일한 구조시스템이라 하더라도 단면의 크기, 형상, 철근비, 배근형태 등에 따라 에너지 소산능력이 크게 달라질 수 있음이 밝혀졌다.

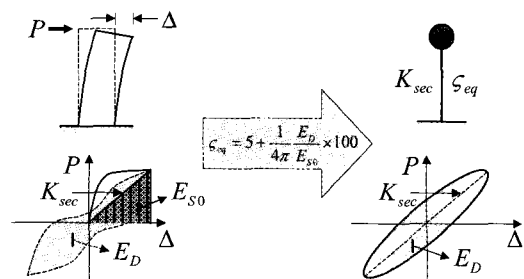


Fig. 1 Conversion to equivalent SDOF system

* 정희원 · 서울대학교 공과대학 건축학과, 조교수(대표저자 : hgpark@gong.snu.ac.kr)
** 학생희원 · 서울대학교 공과대학 건축학과 건축구조시스템 연구실, 박사과정
본 논문에 대한 토의를 2003년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2003. 10. 29 / 심사종료일 : 2003. 12. 5)

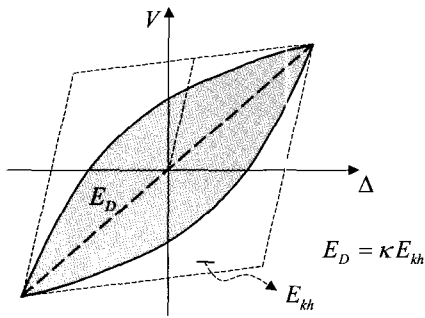


Fig. 2 Evolution of energy dissipation capacity in Capacity Spectrum Method

Table 1 x values in Capacity Spectrum Method

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

1) More specific values are presented in ATC-40

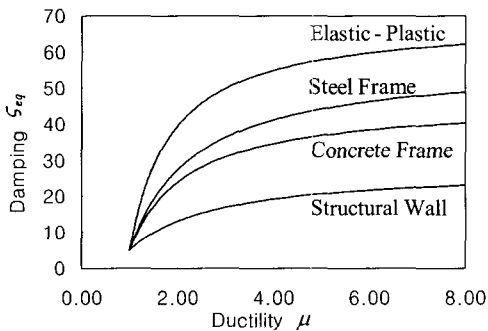


Fig. 3 Evaluation of energy dissipation capacity in Direct Displacement-Based Design⁽²⁾

따라서 구조시스템에 따라서 에너지 소산능력이 경험적으로 결정되는 기존의 방법보다는, 설계변수에 따른 에너지 소산능력의 변화를 보다 정확하게 반영할 수 있는 설계방법의 개발이 필요하다. 본 논문에서는 기존의 연구에서 개발된 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력 평가방법^{(3),(4)}을 근거로 하여 휨지배 철근콘크리트 전단벽의 에너지 소산능력을 보다 정확하게 반영할 수 있는 성능기초 내진설계법을 개발하고자 한다.

2. 설계 절차

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 등가감쇠비 ζ_{eq} 증가함에 따라 감소되는 일련의 설계지진응답스펙트럼을 $S_a - S_d$ 평면에 구성한다(Fig. 4(a)).
- 2) 구조물의 최상층에서의 설계목표변위 Δ_T 를 가정하여 이를 등가의 단자유도계에 대한 설계목표스펙트럼 변위 $S_{d,T}$ 로 치환한다.
- 3) 1)에서 구한 일련의 $S_a - S_d$ 스펙트럼과 $S_d = S_{d,T}$ 을 겹쳐 그려 각 교차점을 구하고, 그로부터 $S_a - \zeta_{eq}$ 관계의 요구스펙트럼을 구성한다(Fig. 4(b)).
- 4) 휨지배 전단벽 구조의 파괴기구를 가정하여, 최상층 변위가 Δ_T 인 경우에 각 소성힌지에서 요구되는 최대 곡률 ϕ_u 를 구한다.
- 5) ϕ_u 에 대한 단면해석을 수행하여 벽체의 휨강도 M 과 주기거동에 의한 에너지 소산량 E_D 를 구한다(Fig. 4(c)).
- 6) M 과 E_D 를 각각 S_a 와 ζ_{eq} 로 치환하여 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 나타낸다. 이때 철근비 ρ 를 변화시키며 5)~6)의 과정을 반복수행하여 성능스펙트럼을 구성한다(Fig. 4(d)).
- 7) 요구스펙트럼과 성능스펙트럼을 겹쳐 그려 교차점, 즉 성능점을 구한다. 성능점의 스펙트럼 가속도 $S_{a,T}$ 가 설계지진가속도이다(Fig. 4(d)).
- 8) 설계밀면전단력을 구하고, 이를 각 층에 분포시켜 소성힌지영역에서 요구되는 휨강도를 구한다. 이 휨강도에 대하여 강도설계를 실시하며, 또한 설계목표변위 Δ_T 가 발휘되는 동안 소성변형이 집중된 소성힌지영역에서 파괴가 일어나지 않도록 벽체의 양 단부에 연성설계를 실시한다.

3. 요구스펙트럼

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

- 1) 건축물하중기준⁽⁵⁾에서는 다음과 같은 $S_a - T$ 관계의 탄성 설계응답스펙트럼($\zeta_{eq}=5\%$)을 제시하고 있다(Fig. 5(a)).

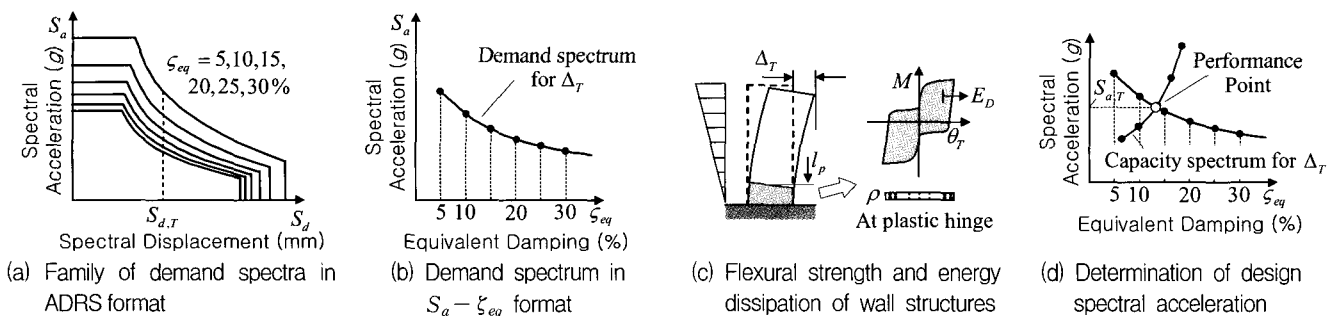


Fig. 4 Seismic design method based on energy dissipation capacity

$$S_{a5\%} = AIC = \frac{AIS}{1.2\sqrt{T}} \leq 1.75AI \quad (1)$$

여기서,

- S_a : 단위는 중력가속도 g
- A : 지역계수
- I : 중요도 계수
- C : 동적계수
- S : 토질계수
- T : 구조물의 기본진동주기

Fig. 5에서 진동주기가 $T \leq T_s$ 인 A 구간은 가속도가 일정한 영역, $T \geq T_s$ 인 B 구간은 가속도가 주기의 제곱근에 반비례하는 영역(UBC 기준의 경우 속도가 일정한 구간)이다.

2. 건물은 비선형 거동시 이력거동에 의한 에너지 소산으로 인하여 건물의 지진응답의 크기가 줄어든다. ATC-40 이나 FEMA-273의 비선형정적방법에서는 주기이력거동에 의한 에너지 소산을 등가의 감쇠율 ζ_{eq} 로 치환하여 지진 가속도응답을 감소시킨다.

$$S_a = R_D S_{a5\%} \quad (2)$$

이때의 감소계수 R_D 는 ATC-40⁽¹⁾과 EC8⁽⁷⁾에 제시되어 있는데 각각 다음과 같다.

$$R_D = \begin{cases} \frac{3.21 - 0.68 \ln(\zeta_{eq})}{2.12} & \text{for } T < T_s \\ \frac{2.31 - 0.41 \ln(\zeta_{eq})}{1.65} & \text{for } T > T_s \end{cases} \quad \text{(ATC-40) (3-a)}$$

$$R_D = \left(\frac{7}{2 + \zeta_{eq}} \right)^{1/2} \quad \text{(EC8) (3-b)}$$

위 감소계수를 이용하여 등가감쇠비에 따른 일련의 감소된 응답스펙트럼을 구성한다(Fig. 5(b)).

3. $S_a - T$ 평면의 응답스펙트럼을 식 (4)를 이용하여 $S_a - S_d$ 평면으로 치환한다(Fig. 5(c)).

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a \quad (4)$$

4. Fig. 6은 전형적인 전단벽구조의 기본진동모드형상을 나타낸다. 그림에서 N =층 층수, $\phi_{j,1}$, w_j , m_j =각각 j 층의 기본진동모드형상 중량, 질량이다. 횡지배 벽체의 지진거동은 기본진동모드가 지배하고, 또한 비선형 거동이 커지더라도 기본진동모드가 거의 바뀌지 않는다.⁽¹⁾ 따라서 기본진동모드를 이용하여 설계목표변위 Δ_T 를 $S_{d,T}$ 로 치환한다.^{(1),(5)}

$$S_{d,T} = \frac{\Delta_T}{PF_1 \phi_{N,1}} \quad (5)$$

여기서,

- PF_1 : 지진응답에 대한 1차모드의 참여계수
- $\phi_{N,1}$: 최상층에서의 1차모드값

구조동역학 이론으로부터 PF_1 은 다음과 같다.^{(1),(6)}

$$PF_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1} m_j}{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1}^2 m_j} = \frac{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1} w_j}{\sum_{j=1}^N \phi_{j,1}^2 w_j} \quad (6)$$

- 5) Fig. 5(c)와 같이 $S_a - S_d$ 평면에 나타난 일련의 요구스펙트럼과 스펙트럼가속도축과 평행한 $S_a = S_{d,T}$ 를 겹쳐 그린다. 이때 Fig 5(d)와 같이 각 교차점에서의 S_a 와 등가감쇠비 ζ_{eq} 를 각각 가로축과 세로축으로 나타내어 요구스펙트럼을 구성한다.

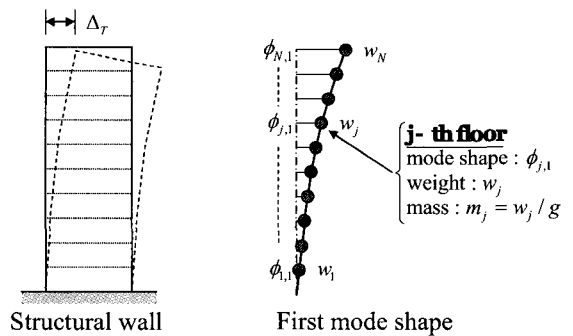
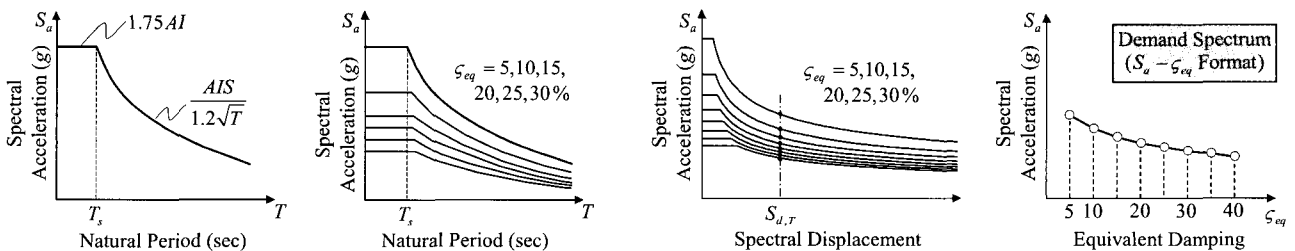


Fig. 6 Fundamental vibration mode shape of structural wall



(a) Elastic response spectrum (b) Family of response spectra (c) Conversion into ADRS format (d) Demand spectrum

Fig. 5 Construction of inelastic demand spectrum

일반적으로 대부분의 철근콘크리트 전단벽 구조물의 탄성 혹은 비탄성 주기는 가속도가 주기의 제곱근에 반비례하는 영역(UBC 기준의 경우 속도가 일정한 영역), 즉 $T \geq T_s$ (Fig. 5(a))인 영역에 존재하므로, 앞서 소개한 다소 복잡한 절차 대신 다음과 같은 매우 간단한 수식으로 요구스펙트럼을 산정할 수 있다.

건물은 비선형 주기거동에 의하여 진동주기가 증가하고 에너지 소산을 일으키므로, Fig. 7에 나타난 바와 같이 지진에 대한 가속도응답의 크기가 $S_{a5\%}$ 로부터 S_a 로 줄어든다. 이때, 가속도응답의 감소는 진동주기의 증가(경로 ①)와 에너지 소산(경로 ②)에 의한 감소로 구분할 수 있는데, 각각의 감소계수를 R_T , R_D 라 하자. 또한 $T_{E,T}$ = 탄성거동에 의한 최대변위가 $S_{d,T}$ 인 단자유도계의 주기, $T_{I,T}$ =비탄성 거동에 의하여 늘어난 유효주기이다. Fig. 5(d)에서 보는 바와 같이, 비선형거동에 의한 감소된 가속도응답은 식 (7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_a = R_D R_T S_{a5\%} \quad (7)$$

여기서, $S_{a5\%} = S_{d,T}$ 에 해당하는 탄성응답스펙트럼의 가속도응답이다. Fig. 7에 나타난 바와 같이 R_T 는 탄성응답스펙트럼상의 경로 ①을 따르므로 에너지 소산 또는 등가감쇠비와 무관한 진동주기 $T_{E,T}$ 와 $T_{I,T}$ 의 함수이고, R_D 는 원점을 통과하는 방사선 위의 경로 ②를 따르므로 주기와는 무관한 등가감쇠비 ζ_{eq} 의 함수이다.

식 (4)를 이용하여 $T_{E,T}$ 와 $T_{I,T}$ 를 스펙트럼가속도와 변위로 나타내면 다음과 같다.

$$T_{E,T} = 2\pi\sqrt{\frac{S_{d,T}}{S_{a5\%}}}, \quad T_{I,T} = 2\pi\sqrt{\frac{S_{d,T}}{S_a}} \quad (8)$$

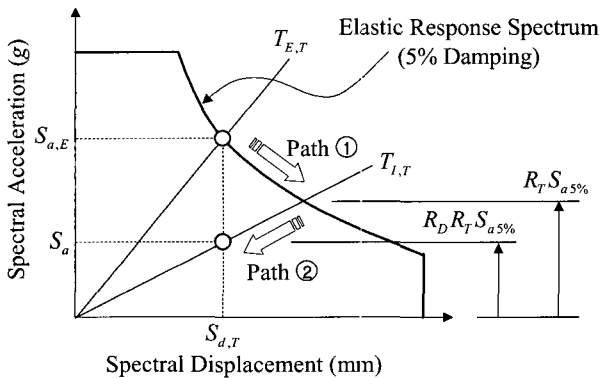


Fig. 7 Reduced demand spectrum due to inelastic behavior

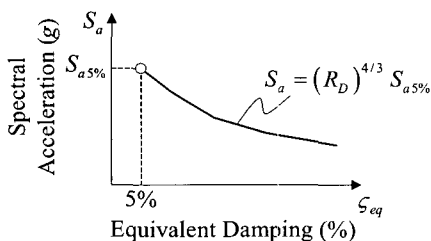


Fig. 8 Inelastic demand spectrum

$T_{E,T}$ 와 $T_{I,T}$ 가 모두 T_s 보다 큰 값이므로, 식 (1), (8)에 의하여 R_T 는 다음과 같다.

$$R_T = \frac{\frac{AIS}{1.2\sqrt{T_{I,T}}}}{\frac{AIS}{1.2\sqrt{T_{E,T}}}} = \sqrt{\frac{T_{E,T}}{T_{I,T}}} = \left(\frac{S_a}{S_{a5\%}}\right)^{1/4} \quad (9)$$

식 (9)의 감소계수 R_T 를 식 (7)에 대입하여 감소된 응답 S_a 를 구하면 다음과 같다.

$$S_a = (R_D)^{4/3} S_{a5\%} \quad (10)$$

여기서 R_D 는 식 (3)의 값을 사용할 수 있다. 단, ATC-40에서 제안된 감소계수를 사용할 경우 $T \geq T_s$ 인 경우의 값을 사용하여야 한다. 식 (3)의 R_D 가 $S_a - T$ 평면에서 정의되는 감소계수인 반면, 식 (10)은 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에서 에너지 소산에 따라 지진응답을 감소시키는 식이다.

4. 성능스펙트럼

성능스펙트럼은 구조물이 지닌 지진에 대한 저항능력을 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 나타난 곡선이다. 성능스펙트럼을 구성하기 위해서는 Fig. 9에 나타난 바와 같이 철근콘크리트 구조물의 강도 M 과 주기거동에 의하여 소산하는 에너지량 E_D 를 산정해야 한다. 휨지배 벽체의 주기거동시 겪는 최대 곡률 ϕ_u 가 주어진 경우 휨강도 M 과 주기거동에 의한 에너지 소산량 E_D 를 구하는 방법은 최근 연구^{(3),(4)}에서 개발되었고, 부록에 그 관계식이 요약되어 있다. 본 논문에서는 기존의 방법을 사용하여 에너지소산능력이 산정되었을 경우, 이를 바탕으로 구조물의 성능스펙트럼을 구성하는 방법을 기술한다.

일반적으로 구조물의 내진설계시 단면의 형태, 배근방법, 압축력 등은 설계전에 미리 결정되므로, 설계중에는 고정된 변수들이다. 또한 성능기초설계시 구조물의 설계목표변위는 주어진 성능수준에 맞도록 가정할 수 있다. 따라서, 휨지배 철근콘크리트 전단벽의 휨강도 M 과 에너지 소산량 E_D 는 오직 소성힌지영역 단면의 철근비에 의해서 변한다. 한편, M 과 E_D 는 가정한 파괴기구와 층지진하중의 분포로부터 등가 단자유도계의 스펙트럼가속도 S_a 와 등가감쇠비 ζ_{eq} 로

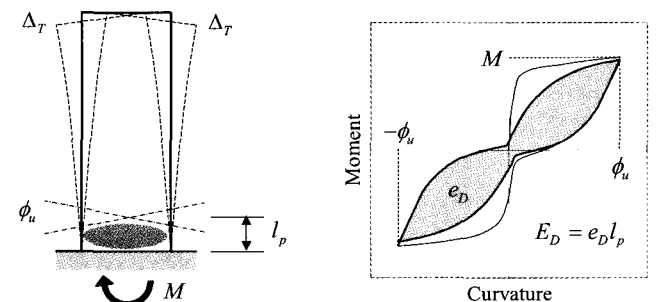


Fig. 9 Flexural strength and energy dissipation capacity of flexure-dominated wall

각각 치환될 수 있다. 따라서 철근비를 매개로하여, 구조물의 M 과 E_D 의 관계를 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 나타내어 철근콘크리트 전단벽의 내진성능을 나타낼 수 있다. 자세한 성능스펙트럼 구성과정은 다음과 같다.

- 1) 철근콘크리트 전단벽의 소성힌지영역 단면의 철근비를 가정한다.
- 2) 단면해석을 통하여 항복곡률 ϕ_y 를 구한다. ϕ_y 는 균등배근 벽체의 경우 단면길이의 25%가 인장항복하는 시점의, 단부집중배근한 벽체의 경우 단부철근이 모두 인장항복한 시점의 곡률로 한다.⁽²⁾

계산의 편의를 위하여 복잡한 단면해석 대신 Priestley 등이 제안한 다음과 같은 식을 이용하여 벽체의 항복곡률을 산정할 수 있다.

$$\phi_y = 2.00 \frac{\epsilon_y}{h} \quad (11)$$

여기서,

h : 벽체 단면의 깊이

ϵ_y : 주철근의 항복변형률이다.

- 3) 가정한 철근비에 대하여 소성힌지영역 단면의 휨강도 M 과 에너지 소산량 E_D 를 구한다.^{(3),(4)} M 과 E_D 를 구하는 방법은 부록에 자세히 나타나 있다.
- 4) 층하중 분포를 이용하여 M 을 밀면전단력 V_b 로 치환한다(Fig. 10).

$$V_b = \frac{M}{\sum_{j=1}^N s_j h_j} \quad (12)$$

여기서 h_j, s_j = 각각 j 층의 높이와 층하중분포의 비율이고, $\sum_{j=1}^N s_j = 1$ 이다. 일반적으로 층하중분포는 건축물하중기준에서 정하는 등가정적해석법에서의 층지진하중분포를 사용하거나, 모드해석을 통하여 구한 층지진하중의 분포를 이용할 수 있다.

- 5) V_b 를 스펙트럼가속도 S_a 로 치환한다. 구조 동역학 이론으로부터, 철근콘크리트 전단벽 구조와 같이 기본진동모

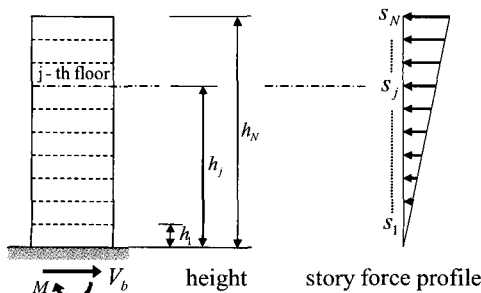


Fig. 10 Story height and story force profiles

드가 지배적인 구조물의 경우, V_b 와 S_a 는 근사적으로 다음과 같은 관계가 있다.⁽⁶⁾

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^* g} \quad (13)$$

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

$$M_1^* = \frac{\left[\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1} \right]^2}{\sum_{j=1}^N m_j (\phi_{j,1})^2} = \frac{\left[\sum_{j=1}^N w_j \phi_{j,1} \right]^2}{\sum_{j=1}^N w_j (\phi_{j,1})^2} \frac{1}{g} \quad (14)$$

- 6) E_D 를 ζ_{eq} 로 치환한다. 이때 활선강성에 의한 탄성저장에너지 E_{S0} 는 식 (15)를 이용하여 구하고, 이로부터 ζ_{eq} 는 식 (16)을 이용하여 구할 수 있다.^{(1),(6)}

$$E_{S0} = \frac{1}{2} V_b \Delta_T \quad (15)$$

$$\zeta_{eq} = 5 + \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \times 100 \quad (\%) \quad (16)$$

- 7) ζ_{eq} 를 가로축, S_a 를 세로축으로 하여 성능스펙트럼을 그린다.(Fig. 12)
- 8) 철근비를 증가시키며 2)~7)을 반복수행하여, 성능스펙트럼을 완성한다.

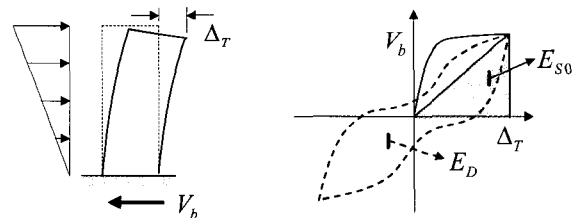


Fig. 11 Conversion of E_D into ζ_{eq}

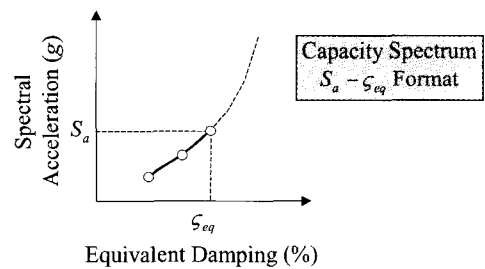


Fig. 12 Construction of Capacity spectrum

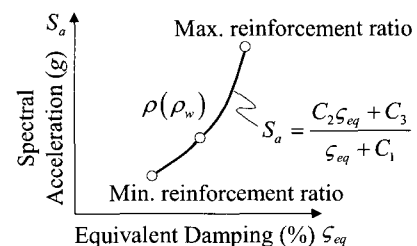


Fig. 13 Approximation of capacity spectrum

성능스펙트럼을 구하기 위해서는 철근비를 변화시키며 여러 번의 반복계산을 수행하여야 하지만, 다음과 같은 근사식을 이용하여 성능스펙트럼을 나타낼 수 있다.

최근 연구⁽⁴⁾를 통하여 철근콘크리트 전단벽에서 축력, 배근형태, 연성도 등의 설계변수가 일정한 경우 휨강도 M 과 소산에너지량 E_D 가 모두 철근비에 거의 선형으로 비례함이 밝혀졌다. 식 (11), (12)에 의하여 S_i 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,

$$S_a = \frac{C_2 \zeta_{eq} + C_3}{\zeta_{eq} + C_1} \quad (17)$$

위 식에서 C_1, C_2, C_3 는 상수값으로, 앞서 소개한 방법을 이용하여 구한 세 점 (ζ_{eq}, S_a)을 대입하여 구한다. 이때 Fig 13에서와 같이, 두 점은 콘크리트설계기준⁽⁹⁾에서 정하는 최소, 최대 철근비에 대한 (ζ_{eq}, S_a)를 이용할 수 있다.

5. 성능점 및 설계지진하중의 산정

Fig 5(혹은 Fig 8)의 요구스펙트럼과 Fig 12(혹은 Fig 13)의 성능스펙트럼을 하나의 $S_a - \zeta_{eq}$ 평면에 겹쳐, 두 스펙트럼의 교차점을 성능점으로 결정한다. 성능점의 스펙트럼가속도 $S_{a,T}$ 로부터 전단벽의 설계밀면전단력 V_T 는 다음과 같이 구할 수 있다.^{(1),(6)}

$$V_T = S_{a,T} (M_1^* g) = S_{a,T} \frac{\left[\sum_{j=1}^N w_j \phi_{j,1} \right]^2}{\sum_{j=1}^N w_j (\phi_{j,1})^2} \quad (18)$$

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

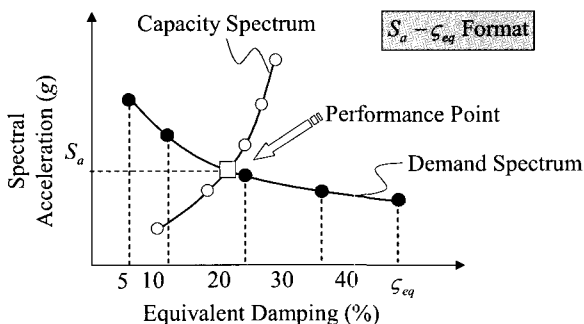


Fig. 14 Determination of performance point

6. 설계예제

기존 내진설계법과의 비교를 위하여, 10층 규모의 전단벽에 대하여 내진설계를 실시하였다. Fig. 15에서 보는 바와 같이 설계대상 전단벽은 $l=26m, h=6m, t=0.2m$ 인 10층(층고 2.6m) 벽체이다. 사용된 콘크리트는 $f_{ck}=27MPa$, 철근은 $f_y=400MPa$ 이다. 건축물하중기준⁽⁵⁾에서 정하는 국내의 최대 지역계수 A 는 0.11이지만, 본 예제에서는 각 설계법간의 명확한 비교를 위하여 $A=0.4$ 를 사용한다. 또한 중요도계수 $I=1.5$, 지반계수 $S=1.2$ 로 가정한다. 전단벽 구조에 대한 반응수정계수 $R=3.0$ 을 사용한다.

건축물하중기준에서 정하는 전단벽의 기본진동주기는 0.56sec이므로, 균열강성을 이용한 탄성모드해석을 통하여 구조물의 기본진동주기가 0.56초가 되는 총질량을 구하면 $m_j=29700kg$ 이고 이때의 기본진동모드는 Fig. 15에 나타내었다.

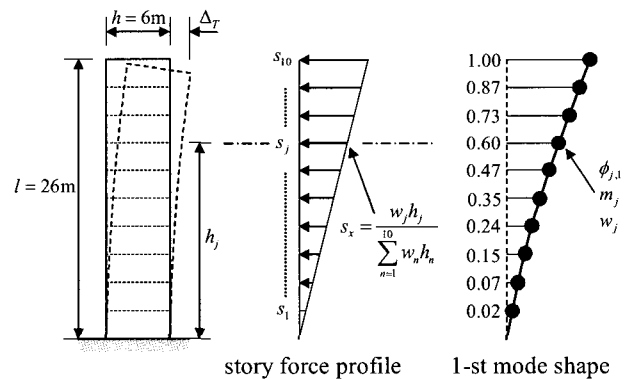


Fig. 15 Floor loads and fundamental mode shape of the prototype wall

6.1 등가정적 내진설계

총중량은 $w_j = m_j g = 29.7tonf$ 이고, 전단벽 구조의 총중량은 $W=297tonf$ 이다. 따라서, 등가정적설계하중을 구하면 다음과 같다.

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

위 V 에 하중계수 $\lambda=1.403$ 을 곱하여 설계밀면전단력을 구하면 909kN 이다. Table 2는, $V=909kN$ 에 대하여 축력을 달리하여 수행한 벽체의 단면설계결과를 나타내고, Fig. 16은 벽체 하단부 소성힌지에서의 배근형태를 나타낸다. 표에 나

Table 2 Design results: Equivalent Static Method

Re-bar arrangement	$P=0.0f_{ck}A_g$		$P=0.1f_{ck}A_g$	
	$\rho_a(\%)$	$\rho_w(\%)$	$\rho_a(\%)$	$\rho_w(\%)$
Uniform re-bar	1.67	1.67	1.06	1.06
B/E ¹⁾ ($\gamma=0.1$)	6.60	0.25 ²⁾	3.46	0.25 ²⁾

- 1) Boundary element with concentrated re-bars
- 2) Minimum reinforcement ratio

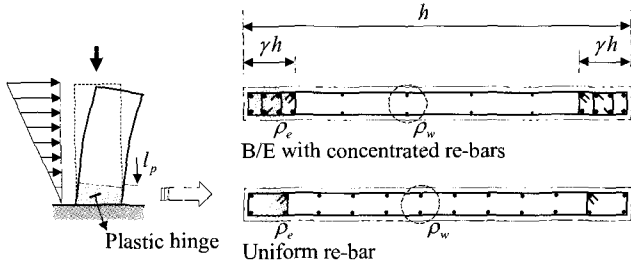


Fig. 16 Cross-sections at plastic hinge region

타난 바와 같이 현행 내진설계기준은 강도에 기초한 설계방법으로, 건물의 구조방식에 따라 미리 결정되는 반응수정계수를 이용하여 비탄성 지진하중을 구한다. 따라서 다양한 설계목표변위에 대한 내진설계를 할 수 없으므로 성능기초설계가 불가능하다.

6.2 직접변위기초설계

DDBD^{(2),(8)}를 이용하여 Fig. 15의 전단벽을 설계하면 다음과 같다. 설계목표변위는 각각 $\Delta_T = 0.01l, 0.015l, 0.02l$ 이고, 설계응답스펙트럼은 건축물하중기준⁽⁵⁾에서 정하는 값을 이용한다. Table 3은 간략한 설계과정과 각 설계목표변위에 따른 설계밀면전단력을 나타낸다. Table 4는 Table 3의 설계하중에 대하여 축력과 배근형태를 달리하여 실시한 벽체하부 소성힌지영역에서의 단면설계결과이다.

DDBD는 변위에 기초하여 내진설계를 하므로 다양한 설계목표변위 혹은 성능수준에 대한 설계가 가능하다. 그러나, Fig. 3에 나타난 바와 같이 등가감쇠비가 연성도에만 의존하여 결정되므로, Table 3에 나타난 것처럼 축력, 철근비, 배근형태 등과 같은 설계변수가 다르더라도 연성도만 같으면 같은 설계지진하중을 갖는다. 이는 최근 연구^{(3),(4)}에서 밝혀진 축력, 철근비, 배근형태 등에 따른 에너지 소산능력의 변화를 DDBD가 고려하고 있지 못함을 나타낸다.

6.3 에너지소산능력을 고려한 내진설계

에너지 소산능력을 고려한 전단벽의 내진설계하중을 구하는 과정이 Fig. 17에 나타나 있다. Table 3에 나타난 바와 같이 DDBD에서는 EC8⁽⁷⁾에 제시된 감소계수 R_D (식 (3-b))를 이용하여 변위기초설계를 수행하므로, DDBD와의 비교

를 위하여 본 예제에서도 요구스펙트럼 산정시 같은 R_D 를 이용하였다. Table 5는 제안된 설계법으로 구한 설계밀면전단력, 소성힌지영역에서의 단면설계결과 등을 나타낸다.

에너지 소산능력을 고려한 설계법과 DDBD를 비교하여 Fig. 17에 나타내었다. DDBD에서는 에너지 소산능력이 설계목표변위(혹은 연성도)에만 의존하므로, 그림에서 보는 바와 같이 성능곡선이 일정한 에너지 소산능력(등가감쇠비)을 갖는다. 반면 제안된 설계법에서는 축력, 배근형태, 철근비 등이 강도뿐만 아니라 에너지 소산능력에도 영향을 주어 같은 설계목표변위(성능수준)이라도 설계지진하중의 크기가 달라진다. 예컨대, Fig. 17과 Table 5에 나타난 바와 같이, 설계목표변위와 축력이 같은 경우라도 균등배근보다 단부집중배근 벽체의 에너지 소산능력이 더 크므로 설계지진하중은 작아진다. 같은 축력과 배근형태를 갖더라도 설계목표변위가 커질수록 연성거동에 따른 에너지 소산능력이 커지므로 성능점이 아래로 내려간다. 또한, 같은 설계목표변위와 배근형

Table 3 Base shear calculated by Direct Displacement-Based Design Method

Δ_T	$\phi_m^{(1)}$ (mm)	$\Delta_d^{(2)}$ (mm)	μ^3	$\zeta_{eq}^{(4)}$ (%)	$T_e^{(5)}$ (sec)	$K_e^{(6)}$ (kN/mm)	$V_T^{(7)}$ (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

- 1) $\phi_m = (\Delta_D - \frac{1}{3} \phi_y l^2) / (l_p (l - \frac{1}{2} l_p)) - \phi_y$
 $l_p = 0.2h + 0.03l = 1980 \text{ mm}$
- 2) $\theta_d = (\epsilon_y l) / h + (\phi_m - \phi_y) / l_p$
 $\Delta_j = \frac{2\epsilon_y h_j^2}{3h} (1.5 - \frac{h_j}{2l}) + (\theta_d - \frac{\epsilon_y l}{h}) (h_j - \frac{l_p}{2})$
 $\Delta_d = (\sum_{j=1}^{10} m_j \Delta_j^2) / (\sum_{j=1}^{10} m_j \Delta_j)$
- 3) $\Delta_y = \frac{2\epsilon_y}{3h} (0.7l)^2, \mu = \Delta_d / \Delta_y$
- 4) $\zeta_{eq} = 100 \times \left(0.05 + \frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}}{\pi} \right)$
- 5) Design displacement response spectrum $\Delta_{T,\zeta_{eq}} = \Delta_{T,5} \left(\frac{7}{2 + \zeta_{eq}} \right)^{1/2}$
- 6) $M_e = (\sum_{j=1}^{10} m_j \Delta_j) / \Delta_d, K_e = 4\pi^2 M_e / T_e^2$
- 7) Factored load $V = \lambda K_e \Delta_d$

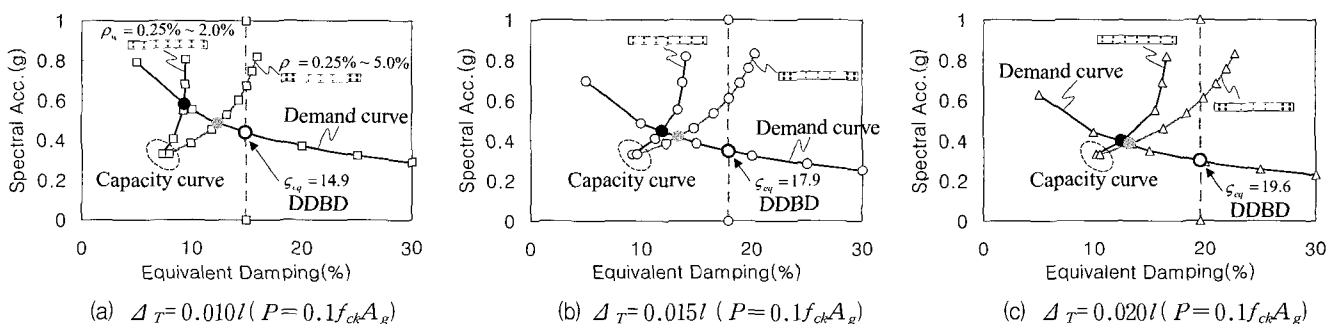


Fig. 17 Comparisons of proposed method and Direct Displacement-Based Design Method

Table 4 Design results; Direct Displacement-Based Design Method

re-bar arrangement	Δ_T	$P=0.0f_{ck}A_g$		$P=0.1f_{ck}A_g$	
		$\rho_e(\%)$	$\rho_w(\%)$	$\rho_e(\%)$	$\rho_w(\%)$
Uniform re-bar	0.010l	1.32	0.32	0.69	0.69
	0.015l	1.04	0.04	0.40	0.40
	0.020l	0.90	0.90	0.25 ²⁾	0.25 ²⁾
B/E ¹⁾ ($\gamma=0.1$)	0.010l	5.17	0.25 ²⁾	2.05	0.25 ²⁾
	0.015l	3.99	0.25 ²⁾	0.87	0.25 ²⁾
	0.020l	3.34	0.25 ²⁾	0.25 ²⁾	0.25 ²⁾

- 1) Boundary element with concentrated rebars
- 2) Minimum reinforcement ratio

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

re-bar arrangement	Δ_T	$P=0.0f_{ck}A_g$				$P=0.1f_{ck}A_g$			
		$S_{a,T}$ (g)	$V^{1)}$ (kN)	ρ_e (%)	ρ_w (%)	$S_{a,T}$ (g)	$V^{1)}$ (kN)	ρ_e (%)	ρ_w (%)
Uniform re-bar	0.010	0.514	974	1.49	1.49	0.582	1108	1.12	1.12
	0.015	0.371	709	1.03	1.03	0.448	847	0.62	0.62
	0.020	0.316	600	0.85	0.85	0.395	750	0.45	0.45
B/E ²⁾ ($\gamma=0.1$)	0.010	0.365	697	3.84	0.25 ³⁾	0.488	937	2.46	0.25 ³⁾
	0.015	0.285	546	2.75	0.25 ³⁾	0.419	793	1.37	0.25 ³⁾
	0.020	0.249	475	2.25	0.25 ³⁾	0.381	725	0.89	0.25 ³⁾

- 1) Factored load
- 2) Boundary element with concentrated rebars
- 3) Minimum reinf. ratio

태를 갖는 경우라도 축력이 커지면 배근량이 적어지므로 에너지 소산능력이 저하되고, 따라서 설계지진하중은 더 커진다.

3. 결 론

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

교차점을 성능점으로 구하는 방법이다. 기존의 내진설계법들과의 비교는 제안된 설계법이 단면의 크기 및 형상, 축력, 철근비, 배근형태, 연성도 등과 같은 다양한 설계변수에 따른 에너지 소산능력의 변화를 고려할 수 있음을 보여주고 있다.

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

감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(KEERC)의 재정적 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

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", 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 14, No. 4, 2002년 8월, pp. 566-577.
4. 임태성, 박홍근, "휨지배 철근콘크리트 부재에 대한 에너지 소산능력 산정식의 개발", 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 14, No. 6, 2002년 12월.
5. 대한건축학회, 건축물 하중기준, 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.
9. 대한건축학회, 콘크리트 구조설계기준, 2000.

부 록

여기서는 기존의 연구^{(3),(4)}에서 개발된 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력을 구하는 방법을 간략히 소개하였다.

힘지배 전단벽 구조의 경우 대개 소성힌지가 벽체 하부에 집중되므로, 극한 거동시 Fig. A1 과 같이 벽체 하부의 소성힌지 영역에 소성변형이 집중된 곡률분포를 가정할 수 있다. 소성힌지 영역에서의 단면최대곡률 ϕ_u 는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_u = \frac{\Delta_T - \alpha_L(l - l_p)^2 \phi_y}{l_p(l - \frac{1}{2} l_p)} \quad (A1)$$

여기서,

l : 전단벽의 높이

l_p : 소성힌지영역의 높이

ϕ_y : 단면의 항복곡률

α_L : 소성힌지 영역 이외의 탄성영역에서 층하중의 분포에 따른 곡률분포의 변화를 나타내는 계수로서, 하중이 최상층에 집중된 경우에는 1/3, 층높이에 비례하는 층하중분포의 경우에는 11/40, 모든 층에 동일한 하중이 작용하는 경우에는 1/4

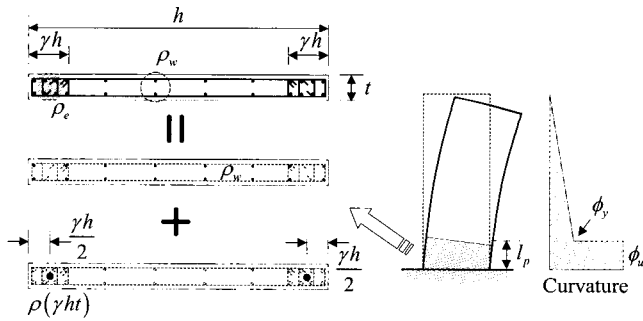


Fig. A1 Dimensions and curvature distribution

Fig. 9는 Fig. 16과 같이 대칭으로 배근된 단면을 가진 철근콘크리트 전단벽이 좌우 대칭의 주기거동시 겪는 벽체 하부 소성힌지 영역에서의 모멘트-회전각 관계를 나타낸 것이다. 주기거동시 겪는 최대 곡률 ϕ_u 가 주어진 경우, Fig. 9와 같은 단면에 대하여 휨강도 M 과 주기거동에 의한 에너지 소산량 E_D 를 구하는 방법은 다음과 같다.

Fig. 16과 Fig. A1에 나타난 바와 같이 전체 단면에 ρ_w 의 철근비로 웹철근이 균일하게 배근되어 있고, 양단부의 γh 영역에 단부철근이 $\rho (= \rho_e - \rho_w)$ 의 철근비로 추가로 배근되어 있다. 균등배근한 벽체의 경우 $\rho=0$ 이다. 계산의 편의를 위하여 단부집중 철근은 γh 영역의 중앙에 집중되어 있다고 가정한다.

A1. ϕ_u 에 대한 단면해석시 압축대의 길이 c 산정

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

$$\frac{c}{h} = \frac{\rho \gamma \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} + \frac{\gamma}{2} \right) + \rho_w \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right) + \left(\frac{P}{f_{ck} h t} \right) \left(\frac{f_{ck}}{f_y} \right) \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right)}{\rho \gamma + 2 \rho_w \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right) + \alpha \beta \left(\frac{f_{ck}}{f_y} \right) \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right)} \quad (A1)$$

여기서,

f_{ck} : 콘크리트의 압축강도

f_y, ϵ_y : 철근의 항복 강도 및 변형률

t, h : 각각 벽체의 두께와 너비

γ : 양단부의 집중배근영역의 길이비

P : 외부축력

α, β : 콘크리트의 응력블록을 정의하는 변수

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

$$\frac{c}{h} = \frac{\rho_w + \left(\frac{P}{f_{ck} h t} \right) \left(\frac{f_{ck}}{f_y} \right)}{2 \rho_w + \alpha \beta \left(\frac{f_{ck}}{f_y} \right)} \quad (A2)$$

A2. 휨강도 M 의 산정

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

$$M = \frac{1}{2} \alpha \beta f_{ck} h^2 t \left[\frac{c}{h} - \beta \left(\frac{c}{h} \right)^2 \right] + \frac{1}{2} \rho f_y h^2 t \left[\gamma (1 - \gamma) \left(1 + \frac{c - \gamma}{h} \frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right) \right] + \rho_w f_y h^2 t \left[\frac{c}{h} - \left(\frac{c}{h} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right)^2 \right] \quad (A3)$$

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

$$M = \frac{1}{2} \alpha \beta f_{ck} h^2 t \left[\frac{c}{h} - \beta \left(\frac{c}{h} \right)^2 \right] + \rho f_y h^2 t \left[\gamma (1 - \gamma) \right] + \rho_w f_y h^2 t \left[\frac{c}{h} - \left(\frac{c}{h} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right)^2 \right] \quad (A4)$$

A3. P_{D0} 의 산정

P_{D0} 는 최대곡률 ϕ_u 로부터 곡률이 0 인 점까지 제한되었

을 경우 철근이 부담할 수 있는 최대의 압축력으로 다음과 같이 구할 수 있다.

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

$$P_{D0} = \rho f_y \gamma h t + \rho_w f_y h t \left[\left(1 - \frac{2c}{h} \right) - \frac{1}{2} \left[\frac{\left(\frac{2\epsilon_y}{\phi_u h} - \frac{c}{h} \right)^2}{\frac{\epsilon_y}{\phi_u h}} \right] \right]$$

for $\frac{c}{h} < \frac{2\epsilon_y}{\phi_u h}$ (A5-a)

$$P_{D0} = \rho f_y \gamma h t + \rho_w f_y h t \left(1 - \frac{2c}{h} \right)$$

for $\frac{c}{h} \geq \frac{2\epsilon_y}{\phi_u h}$ (A5-b)

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

$$P_{D0} = \rho f_y \gamma h t \left[1 - \frac{\left(\frac{c}{h} - \frac{\gamma}{2} - \frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right)}{\frac{\epsilon_y}{\phi_u h}} \right] + \rho_w f_y h t \left(1 - \frac{2c}{h} \right)$$

for $\frac{c}{h} < \frac{\gamma}{2} + \frac{2\epsilon_y}{\phi_u h}$ (A5-c)

$$P_{D0} = \rho_w f_y h t \left(1 - \frac{2c}{h} \right)$$

for $\frac{c}{h} \geq \frac{\gamma}{2} + \frac{2\epsilon_y}{\phi_u h}$ (A5-d)

A4. ϵ_D 의 산정

a) $P_{D0} \geq P$ 인 경우

$$\epsilon_D = \frac{P_{D0} - P}{P_{D0}} \left[\phi_u \left(\frac{h}{2} - c \right) - \epsilon_y \right] \quad \text{for } P \leq P_{D0} \quad (A6-a)$$

b) $P_{D0} < P$ 인 경우

$$\epsilon_D = - \left[1 - \left(1 - \frac{P}{f_{ck} h t} \right)^{1/2} \right] \epsilon_{\infty} \quad \text{for } P_{D0} < P \quad (A6-b)$$

여기서 ϵ_{∞} : 콘크리트의 최대압축강도가 발휘되는 변형률

A5. 단면에서의 에너지 소산량 e_D 의 산정

$$e_D = 4R_B \rho f_y \phi_u h^2 t \left[\gamma \left(1 - \gamma - 2 \frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right) + 2R_B \rho_w f_y \phi_u h^2 t \left[\left(1 - \frac{c'}{h} - 2 \frac{\epsilon_y}{\phi_u h} \right)^2 + \left(\frac{c'}{h} \right)^2 \right] \right] \quad (A7)$$

$$\frac{c'}{h} = \frac{c}{h} + \frac{\epsilon_D}{\phi_u h} \quad (A8)$$

여기서,

l_p : 소성힌지 영역의 길이

R_B : 철근의 바우싱거 효과에 의한 에너지소산의 감소를 고려하는 계수로 0.75를 사용^(3,6)

A6. 부재의 에너지 소산량 E_D 의 산정

$$E_D = e_D l_p \quad (A9)$$

여기서,

l_p : 소성힌지 영역의 길이