

제 6 장 조적채움벽구조와 비보강조적조

6.1 조적채움벽 골조

6.1.1 일반사항

이 절에서는 조적채움벽이 사용된 철근콘크리트골조의 내진성능평가 절차를 규정한다. 조사 항목, 검토사항, 성능수준의 판정, 재료강도에 대한 사항은 다음과 같다.

- (1) 조적채움벽이 사용된 골조의 내진성능평가를 위해서는 반드시 현장조사를 통해 조적채움벽의 위치, 치수, 상태를 조사하고 평가시 반영하여야 한다.
- (2) 조적채움벽의 효과를 고려할 경우 조적채움벽의 지압파괴, 면내 파괴 및 면외전도 뿐 아니라 조적채움벽의 효과에 의한 인접골조 기둥의 인장파괴, 압축 파괴, 전단파괴 및 보-기둥 접합부의 전단파괴를 검토하여야 한다.
- (3) 조적채움벽의 파괴는 건물 내의 거주자의 인명안전에 큰 영향을 미치므로 조적채움벽이 파괴될 경우 인명 안전을 만족시키지 못하는 것으로 본다. 그러나 조적채움벽의 파괴가 전체 건물의 붕괴로 발전하지 않으므로 붕괴방지의 성능수준 판단에는 영향을 주지 않는다.
- (4) 조적채움벽의 면내 강성과 강도를 고려하기 위해서는 6.1.5에 따라 면외전도 여부를 확인하여야 한다.

[해설]

(1) 일반적으로 조적채움벽은 구조설계 시 비구조재로 분류되어 설계도서에서 자세히 나타나 있지 않거나 설계도서와 다르게 시공되는 경우가 많으나 골조와의 상호작용에 의해 내진성능에 큰 영향을 미칠 수 있으므로 현장조사를 실시한다.

6.1.1.1 모델링 개념

- (1) 조적채움벽의 면내거동은 트러스 요소를 사용한 등가스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 등가스트럿은 강성, 강도, 변형능력, 기존골조와의 상호작용 등의 측면에서 실제 채움벽의 거동을 적절히 모사할 수 있어야 하며 이를 위하여 그림 6.1.1과 같은 단일 중심가새의 형태 이외에 다양한 등가압축가새가 사용될 수 있다.
- (3) 조적허리벽이 사용된 경우 조적허리벽을 강체로 가정하여 모델링할 수 있다. 그러나 조적조의 평균 줄눈 전단강도가 0.14 MPa 이하이거나 두께가 0.5B일 경우 허리벽의 조기 파괴가 예상되므로 이 규정은 적용하지 않는다.
- (4) 조적채움벽의 면외방향의 거동은 면내방향의 거동과 독립적으로 평가한다.

6.1.1.2 재료 시험

채움벽을 구성하는 조적조 재료의 역학적 특성은 재료시험에 의해 결정하는 것을 원칙으로 한다. 조적조 프리즘에 대해서 압축강도, 탄성계수, 휨인장강도 및 전단강도 등의 재료시험을 실시하며, 현장에서 수평줄눈에 대한 전단강도 시험을 실시할 수 있다.

[해설]

조적조 강도 및 강성을 산출하기 위해 필요한 재료속성의 시험 방법은 다음과 같다.

(1) 조적 프리즘 압축강도 및 탄성계수

- ① 건축구조기준의 0603.4.5 기시공된 조적조의 프리즘시험
- ② ASTM C1314 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms (해그림 6.1.1)

(2) 휨인장강도

- ① ASTM C1072 Standard Test Method for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength (해그림 6.1.2)
- ② ASTM E518 Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry (해그림 6.1.3)

(3) 전단강도 : ASTM E519 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages (해그림 6.1.4)

(4) 수평줄눈 전단강도 : ASTM C1531 Standard Test Methods for In Situ Measurement Of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index

압축강도는 등가스트럿 강성의 계산과 지압강도 계산에 필요하며, 조적개체 뿐만 아니라 이를 상호 부착하는 모르타르 강도의 영향을 받기 때문에 해그림 6.1.1과 같이 조적조 프리즘을 대상으로 시험을 실시한다. 탄성계수는 압축강도시험 결과에서 $0.05f_m'$ 과 $0.33f_m'$ 사이의 활선 강선으로 산정할 수 있으며, 압축강도에 경험식을 적용하여 계산할 수도 있다. 휨인장강도는 조적 채움벽의 전도 검토에 필요한 속성으로서 보 형태의 시험체를 만들어서 휨모멘트를 가한다. 전단강도는 사인장전단강도라고도 하며, 프리즘을 대각선 방향으로 가력하여 구한다. 마지막으로 수평줄눈 전단강도는 수평줄눈에 평행하게 가력하는 경우의 전단강도로서 미끄러짐 전단강도 산정에 적용된다.

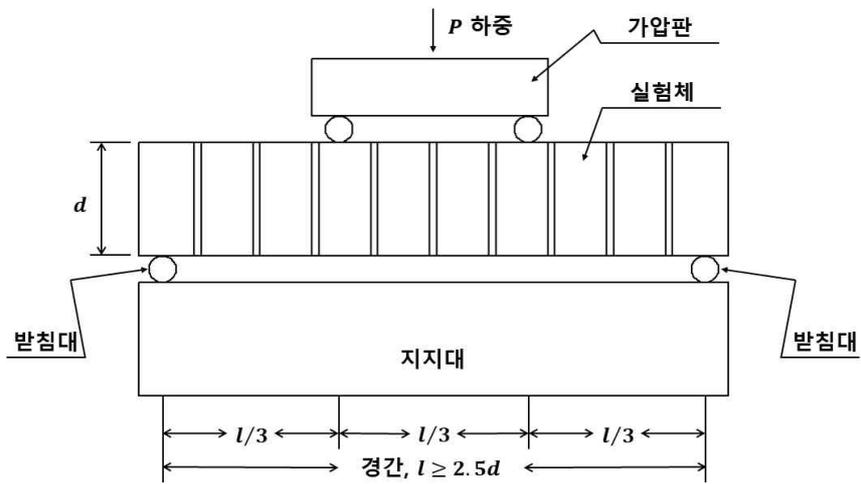
다만, 실제 현장에서는 조적조 채움벽에 다양한 마감이 되어 있어 이를 제거하고 조적조 재료의 시편을 채취하기가 쉽지 않다. 따라서 이를 고려하여 6.1.1.3에서 제시하는 재료특성의 기본값을 적용할 수 있도록 하였다.



해그림 6.1.1 압축강도 및 탄성계수 (ASTM C1314)



해그림 6.1.2 휨인장강도-Bond wrench test (ASTM C1072)



해그림 6.1.3 휨인장강도 (ASTM E518)



해그림 6.1.4 사인장 전단 시험 (ASTM E519)



해그림 6.1.5 모르타르 수평줄눈 전단강도 현장시험 (ASTM C1531)

6.1.1.3 재료 특성 기본값

- (1) 재료시험을 실시하지 않은 경우 조적채움벽의 재료강도(공칭강도)로 표 6.1.1에 제시된 기본값에 표 1.2.2의 경과년수에 따른 감소계수를 곱한 값을 사용할 수 있다.
- (2) 평균 재료강도는 설계기준강도의 1.3배이다.
- (3) 현장조사에 의한 근거가 제시되지 않는다면 표 6.1.1에서 조적의 상태는 채움벽과 허리벽에 대하여 각각 ‘불량’ 과 ‘양호’ 를 적용한다.
- (4) 표 6.1.1에 제시된 조적의 상태에 관한 판정 기준을 대신하여, 현장조사에서 확인된 양호한 모르타르 마감에 다음에 따라 조적의 상태평가에서 고려할 수 있다.
 - ① 벽면 전체의 양쪽 면에 양호한 모르타르 마감이 있는 경우 조적의 상태를 ‘양호’ 로 간주할 수 있다.
 - ② 벽면 전체의 한쪽 면에만 양호한 모르타르 마감이 있는 경우 조적의 상태를 ‘보통’ 으로 간주할 수 있다.
 - ③ 조적채움벽과 골조 사이에 틈새가 없고 벽면 전체에 시공되어 있는 경우에만 양호한 모르타르 마감으로 간주할 수 있다.
 - ④ 별도의 실험을 통하여 검증되지 않은 경우에는 모르타르 마감에 조적 채움벽의 강성 및 강도 산정에 산입할 수 없다.
- (5) 조적조의 압축강도와 탄성계수의 관계는 표 6.1.2와 같다.

[해설]

(1) 조적조의 재료 특성은 조적공의 시공방법, 모르타르에 첨가된 물의 양, 조적의 쌓기 방식 등 많은 변인에 의해 매우 다르게 나타난다. 국내의 실험연구에 따르면 이원호 등의 연구¹⁾에서 압축강도의 범위는 4~12MPa이며, 김희철 등의 연구²⁾에서는 4.6~12MPa로 나타나 있다. 구조안전성향상기술 연구단의 연구에서 수행한 재료시험의 결과에서는 채움상태가 좋을 경우 평균 6MPa, 채움상태가 나쁠 경우(50 % 정도 충전 시) 3.56MPa로 나타났다.

ASCE 41-06에서 조적조의 공칭압축강도는 재료의 상태에 따라, 6.2MPa, 4.1MPa, 2.1MPa가 제시되어 있다. ASCE 41-13에서는 기본값으로 4.1MPa를 제시하고 있으나 재료상태에 따른 변동은 고려하고 있지 않다. 조적조의 경우 전술한 바와 같이 재료특성의 변동이 크고 또한 시간에 따른 열화현상도 심하게 나타난다. 국내의 실험결과는 모두 실험실 조건에서 양생이 끝난 후 측정된 강도로 실제 구조물의 경우 시간 경과에 따라 강도가 감소할 가능성이 크다. ASCE 41-06의 공칭압축강도를 기대강도로 환산하면 국내 실험 결과 중 최대치인 12MPa 와 최소치 3.56MPa의 68 % ~ 77 %에 해당하므로 어느 정도 부합하는 것으로 판단된다. 따라서 이 요령에서는 ASCE 41-06에서 제시한 기본값을 채택하였다.

(3) 채움벽골조에서 채움벽은 지진하중의 일부를 부담하나 이를 전단력의 형태로 인접 골조에 전달하여 기둥의 전단파괴를 일으킬 수 있으므로 높은 재료강도가 반드시 우수한 내진성능을 나타내지는 않는다. 따라서 기본재료강도를 사용하여 내진성능을 평가하는 경우에 현장조사에 의한 근거가 제시되지 않는다면 지진에 직접적으로 저항하는 역할을 하는 채움벽의 조적 상태는 ‘불량’, 기둥의 전단파괴를 유발하는 허리벽의 조적 상태는 ‘양호’ 를 각각 적용한다.

(4) 포항지진(2017)에서 피해를 입은 학교 건물의 조적채움벽 시편 시험을 토대로 양호한 모르

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

타르 마감에 있는 벽체의 강도가 양호함이 확인되었다. 다만 모르타르 마감 내부의 줄눈 상태는 현장조사를 통하여 파악하기 어려우므로, 모르타르 마감은 조적개체 간 일체성을 향상시키는 작용을 하는 것으로만 고려하고 그 두께는 조적채움벽의 강도 및 강성에 산입하지 않는다. 다만 별도 실험을 통하여 검증한 경우에는 실험결과에 따를 수 있다.

(5) 공칭탄성계수 식은 ASCE 41 및 UBC 등의 산정식에 비해 상당히 낮은 값을 나타내는 차이점을 가지고 있다. 이는 국내에서 수행한 실험연구에서 공통적으로 나타나는 결과이다. 이 요령에서는 구조안전성향상기술 연구단 실험결과를 통해 도출된 수식을 사용하였다.

표 6.1.1 조적채움벽의 설계기준강도 기본값 (MPa)

조적의 상태		양호 ¹⁾	보통 ²⁾	불량 ³⁾
설계기준 압축강도		6.2	4.1	2.1
설계기준 인장강도		0.14	0.07	0
설계기준 전단강도	수평 및 수직 줄눈이 밀실하게 채워진 경우	0.19	0.14	0.09
	수평 및 수직 줄눈이 밀실하게 채워지지 않은 경우	0.076	0.055	0.035

1) 조적개체와 줄눈에 열화가 나타나지 않고 육안으로 확인되는 균열이 없는 경우

2) 조적개체와 줄눈에 열화가 나타나지 않고 육안으로 확인되는 미세한 균열이 있는 경우

3) 조적개체 또는 줄눈에 열화가 나타나거나 또는 심각한 균열이 있는 경우

표 6.1.2 조적채움벽의 탄성계수

종류	탄성계수
탄성계수	$E_m = 200f'_m$ (MPa)
전단탄성계수	$G_m = 0.4E_m$ (MPa)

6.1.2 강성

(1) 채움벽을 대각선 방향의 등가스트럿으로 모델링하는 경우에 등가스트럿은 축방향 강성만을 갖는 요소로 모델링하며, 채움벽의 횡변형, 횡하중, 횡강성과 등가스트럿의 축변형, 축하중, 축강성 사이의 관계는 식 (6.1.1)~(6.1.3)과 같다.

$$\delta = \Delta \cdot \cos\theta_m \quad (6.1.1)$$

$$P = \frac{Q}{\cos\theta_m} \quad (6.1.2)$$

1) 이원호, 이정환, 오상훈, 양원직, 강대연, “조적개체 재료특성에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회 논문집 구조계, 20권 12호, 2004.

2) 김희철, 김관중, 박진호, 홍원기, “지진하중을 고려한 비보강 조적조의 재료특성 평가에 관한 실험연구”, 한국지진공학회 논문집, 5권 2호, 2001.

$$k_m = \frac{K_m}{\cos^2 \theta_m} \quad (6.1.3)$$

여기서,

- δ : 등가스트럿의 축변형
- Δ : 조적채움벽의 횡강성
- P : 등가스트럿의 축하중
- Q : 조적채움벽의 횡하중
- k_m : 등가스트럿의 축강성
- K_m : 조적채움벽의 횡강성
- θ_m : 등가스트럿의 경사각으로서 그림 6.1.1에 따라 다음 식에 의해 결정

$$\tan \theta_m = \frac{h_m}{L_m} \quad (6.1.4)$$

여기서,

- h_m : 조적채움벽의 순높이
- L_m : 조적채움벽의 순너비

(2) 채움벽과 골조가 분리되기 이전의 상태에서 채움벽의 탄성 횡강성은 채움벽을 수직 캔틸레버로 치환 시 휨변형과 전단변형을 모두 고려한 강성으로 가정하며, 식 (6.1.5)에 의해 산정하고, 식 (6.1.3)에 의해 등가스트럿 강성으로 변환할 수 있다.

$$K_{mi} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fm}} + \frac{1}{K_{vm}}} \quad (6.1.5)$$

여기서,

$$K_{fm} = \frac{3E_m I_m}{h_m^3} \quad (6.1.6)$$

$$K_{vm} = \frac{A_w G_m}{h_m} \quad (6.1.7)$$

여기서,

- K_{fm} : 등가 캔틸레버거동에 의한 기둥의 조적채움벽의 휨강성
- K_{vm} : 등가 캔틸레버거동에 의한 기둥의 조적채움벽의 전단강성
- h_m : 조적채움벽의 순높이
- A_w : 채움벽의 단면적
- I_m : 조적채움벽의 단면이차모멘트
- E_m : 조적채움벽의 탄성계수. 실험에 의하지 않으면 표 6.1.2에 따라 산정
- G_m : 조적조의 전단탄성계수. 실험에 의하지 않으면 표 6.1.2에 따라 산정

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

(3) 횡변형이 증가함에 따라 채움벽과 골조가 분리된 이후 채움벽이 최대강도에 도달하는 시점에서 등가스트럿의 활선강성 k_{ms} 는 다음 식 (6.1.8)에 의해 산정한다.

$$k_{ms} = \frac{E_m b_m t_m}{d_m} \quad (6.1.8)$$

여기서,

$$b_m = [0.175(\lambda_m h_c)^{-0.4}] d_m \quad (6.1.9)$$

$$\lambda_m = \left[\frac{E_m t_m \sin 2\theta_m}{4E_c I_c h_m} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (6.1.10)$$

- E_m : 조적채움벽의 탄성계수
- I_c : 기둥의 단면이차모멘트
- b_m : 등가스트럿의 폭
- t_m : 조적채움벽의 두께
- d_m : 조적채움벽의 대각선 길이

(4) 개구부가 있는 채움벽의 강성은 채움벽을 분할하여 각각의 강성을 고려하여 결정하거나 식 (6.1.11)로 계산되는 감소율을 곱하여 저감한다.

$$r_{op} = 1 - 2 \frac{A_{op}}{A_{Wtot}} \quad (6.1.11)$$

여기서,

- A_{op} : 개구부 면적
- A_{Wtot} : 개구부를 포함한 전체 채움벽의 면적

(5) 강성의 계산에는 재료속성의 평균값을 적용한다.

[해설]

조적채움벽은 반복가력 시 초기에는 주변 골조와 일체화되어 합성거동을 하다가 하중이 증가하면서 골조와 분리되어 압축을 받는 대각선 방향으로 스트럿 작용에 의해 횡하중에 저항한다. 조적채움벽의 반복가력 시 하중-변위 관계의 포락선은 다양한 형태로 제시가 되어왔다. 조적채움벽 골조를 단순화된 등가스트럿으로 모델링한 다수의 수치해석 연구에서는 횡변형에 의

한 골조와 채움벽의 분리 시 발생하는 강성의 감소를 나타내기 위해 최대강도에 도달하기 이전에는 이선형으로 모델링하고 최대강도 이후를 단일 음강성으로 나타내는 모델이 많이 사용되었다. Mainstone³⁾은 Stafford Smith의 실험을 통해 제안된 골조와 스트럿 접촉면적에 기초하여 식 (6.1.9)로 나타낼 수 있는 등가스트럿의 폭을 제안하였으며 이는 최대강도 도달 시의 스트럿 폭이기 때문에 활선강성으로 적용되어 왔다. 반면에 ASCE 41-13에서는 최대강도 도달 시까지 강성이 일정하고 그 이후에는 잔류강도를 나타낼 수 있는 모델을 채택하였으나 잔류강도 수준의 대표값을 제시하지는 못하였다.

이 요령에서는 가력 초기 단계에서 골조와 일체화된 거동을 하다가 분리된 이후에는 압축 스트럿이 형성되는 거동을 나타내기 위해 최대강도 도달 시까지는 이선형으로 모델링하고, 최대강도 도달 이후에는 잔류강도를 나타내기 위해 ASCE 41-13의 모델링 방식을 채택하였다. 결과적으로 이 요령에서 가정하고 있는 채움벽의 포락선은 횡하중과 횡변형을 기준으로 그림 6.1.2(a)와 같이 나타낼 수 있으며 식 (6.1.1)~(6.1.3)을 통해서 그림 6.1.2(b)에 나타낸 등가스트럿의 축방향 하중-변형 관계로 변환할 수 있다.

(2)(3) 모르타르 마감 두께는 6.1.1.3(4)에 따라 조적채움벽의 면내 강성 산정(즉, 조적채움벽의 단면적 A_w , 단면이차모멘트 I_m , 두께 t_m 등)에 포함하지 않는다. 실험을 통하여 검증한 경우에는 실험결과에 따를 수 있다.

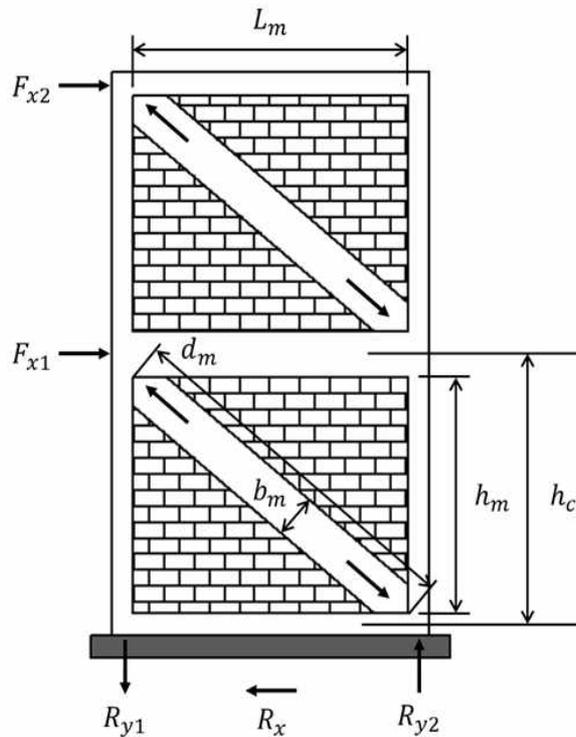
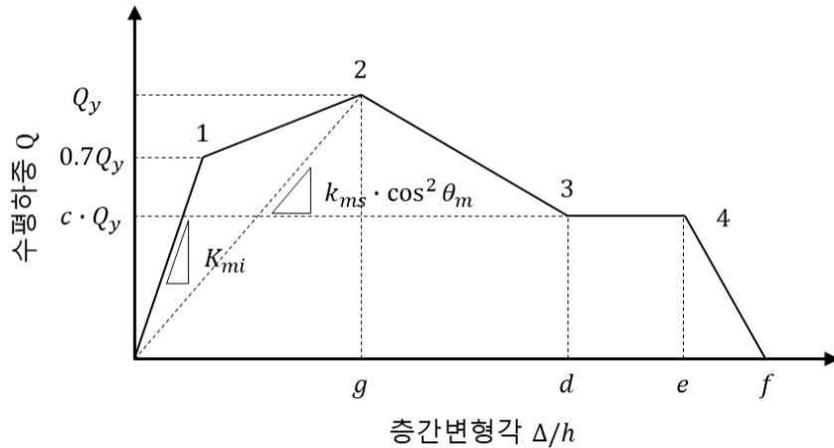
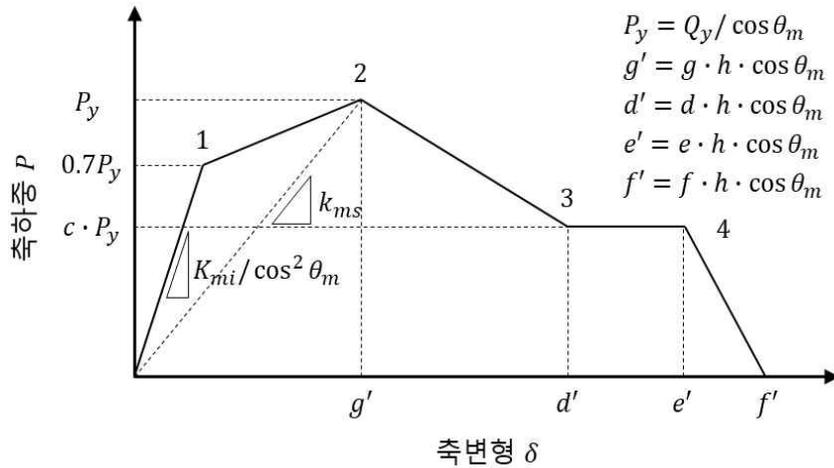


그림 6.1.1 등가스트럿 모델

3) Mainstone RJ. "On the stiffnesses and strengths of infilled frames". Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Supplement IV, 57-90, 1971



(a) 조적채움벽의 횡하중-횡변형 관계



(b) 등가스트럿의 축하중-축변형 관계

그림 6.1.2 조적채움벽의 하중-변형 관계 포락선

6.1.3 강도

- (1) 철근콘크리트 골조 혹은 철골모멘트 골조 내부의 조적채움벽은 그림 6.1.2에서 $d \geq 2g$ 인 경우에 한하여 변형지배거동으로 간주할 수 있다. 변형지배 거동에 해당되면 조적채움벽의 강도산정에 재료의 기대강도를 적용하고, 힘지배 거동에 해당되면 설계기준강도를 적용한다.
- (2) 강도감소계수의 적용은 4.1.9의 일반 원칙에 따른다.
- (3) 조적채움벽의 전단강도는 다음 식 (6.1.12)에 의한 가로줄눈파괴 강도로 산정한다.

$$V_{bjs} = A_n f_{vi} \tag{6.1.12}$$

여기서,

A_n : 채움벽 수평방향의 모르타르 접합 혹은 그라우트 접합면의 순면적

f_{vi} : 조적채움벽의 전단응력으로서 변형지배 거동의 경우에 평균 줄눈전단강도 v_{me} 를 초과할 수 없고, 힘지배 거동의 경우에 설계기준 줄눈전단강도 v_{mL} 을 초과할 수 없다.

f_{vi} 는 재료시험을 실시한 경우에 v_{me} 는 6.2.3(2)에 따라 결정하며, v_{mL} 은 6.2.3(2)에서 v_{te} 또는 v_{spe} 를 3.3.2(2)에 따라 결정되는 설계기준강도로 대체하여 결정한다. 재료시험을 실시하지 않은 경우에 v_{mL} 은 표 6.1.1의 설계기준 전단강도를 사용하며, v_{me} 는 6.1.1.3(2)에 따라 결정한다.

(4) 조적채움벽의 전단강도는 다음 식 (6.1.13)에 의해 산정되는 대각균열강도를 초과할 수 없다.

$$V_{dc} = 0.818 \frac{L_m t_m f_{dt}}{C_I} (1 + \sqrt{C_I^2 + 1})$$

$$C_I = 1.925 \frac{L_m}{H_m}$$
(6.1.13)

여기서, f_{dt} 는 사인장 전단시험으로부터 구한 채움벽의 사인장전단강도이다. 실험치가 없을 경우 f_{dt} 는 건축구조기준에 따라 식 (6.1.14)와 같이 산정한다.

$$f_{dt} = 0.125 \sqrt{f_m'}$$
(6.1.14)

(5) 조적채움벽의 전단강도는 식 (6.1.15)로 산정할 수 있는 채움벽의 지압강도를 초과할 수 없으며 채움벽과 접촉하는 기둥과 보의 지압면적은 전체 길이의 1/3로 가정한다.

$$V_{bm} = f_m' \left(\frac{h_m}{3} \right) t_m$$
(6.1.15)

여기서,

- f_m' : 조적채움벽의 압축강도
- h_m : 조적채움벽의 높이
- t_m : 조적채움벽의 두께

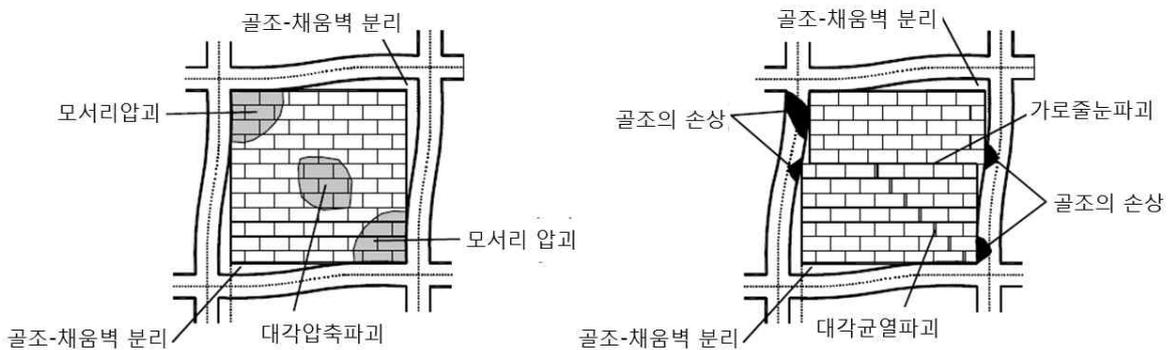
(6) 식 (6.1.12), 식 (6.1.13) 및 식 (6.1.15)의 강도는 모두 횡하중에 대한 전단강도로서 조적채움벽을 등가스트럿으로 모델링하는 경우 식 (6.1.2)에 따라 축방향 압축강도로 환산하여 적용한다.

(7) 표 6.1.1의 설계기준강도 기본값을 사용하면서 다음 조건을 모두 충족하는 경우, 식 (6.1.12)에 의한 가로줄눈파괴 강도 V_{bjs} 를 제외하고 식 (6.1.13)의 대각균열강도 V_{dc} 와 식 (6.1.15)의 지압강도 V_{bm} 만을 사용하여 조적채움벽의 전단강도 및 등가스트럿의 축압축강도를 산정할 수 있다.

- 조적채움벽의 내부에 개구부가 없을 것
- 조적의 상태 평가가 ‘양호’ 일 것
- 인접 골조와 조적채움벽 사이에 틈새가 없을 것
- 면외방향 전도에 대하여 안전할 것 (6.1.5에 따라 검토)

[해설]

조적채움벽의 파괴모드는 크게 가로줄눈파괴, 대각균열파괴, 모서리압괴, 대각압축파괴 등으로 구분할 수 있다. 가로줄눈파괴는 상대적으로 수평줄눈이 취약하여 수평균열과 함께 슬라이딩이 발생하는 파괴 유형이다. 대각균열파괴는 압축 스트럿이 형성되면서 그 직교방향으로 인장응력이 작용하여 스트럿의 길이방향으로 균열이 발생하는 현상이다. 모서리압괴는 모서리에 집중되는 응력에 의해 압괴가 발생하는 것으로서 벽체가 약하고 골조가 강한 경우에 발생하기 쉽다. 대각 압축파괴의 유형은 스트럿의 압축파괴로서 면의 하중에 의한 좌굴과도 연관이 있다. 이 요령에서 적용하고 있는 지압강도는 모서리압축파괴와 대각압축파괴를 복합적으로 반영한 것으로 볼 수 있다. 그 밖에도 골조와 채움벽의 상호작용 과정에서 골조가 손상될 수 있으며, 이 요령의 6.1.4.5에서 이를 검토하도록 규정하고 있다.



해그림 6.1.6 조적채움파괴모드 (Asteris, 2011)

6.1.4 모델링 주요 변수 및 허용기준

6.1.4.1 선형절차

- (1) 조적채움벽을 등가의 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 조적채움벽의 횡강성은 식 (6.1.5)에 따라 산정하며 등가스트럿으로 모델링할 경우에 식 (6.1.3)에 따라 축강성으로 변환하여 적용한다. 채움벽은 식 (6.1.8)에 따른 할선강성을 적용하고, 허리벽은 초기강성을 적용하여 모델링한다.
- (3) 벽체의 스트럿 작용은 실제로는 압축방향으로만 발생함을 고려하여 각 하중조합별로 압축력이 작용하는 스트럿의 방향이 명확한 경우에 한하여 해당 방향의 단일 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (4) 압축력이 작용하는 스트럿의 방향을 특정하기 어려운 경우에 벽체의 두 대각선 방향 각각에 대하여 등가의 가새 요소를 적용한다. 이 경우 개별 가새의 횡방향 강성 및 강도는 각각 해당 벽체 횡방향 강성과 강도의 1/2로 가정한다.
- (5) 허리벽에 의한 단주효과로 인접기둥의 파괴가 선행되는 경우에 허리벽의 면내방향 평가를 생략할 수 있다. 허리벽과 기둥에서 허리벽에 의해 구속되는 부분의 평가를 생략할 수 있다.
- (6) 6.1.1의 규정에 따라 등가스트럿으로 모델링된 조적채움벽의 m 계수는 표 6.1.3에 따른다.
- (7) 채움벽에 인접한 철근콘크리트 기둥의 m 계수는 표 6.1.4에 따른다.

표 6.1.3 조적채움벽의 m 계수

조건		목표성능수준별 m 계수 ¹⁾		
골조와 채움벽의 강도비 $\beta^2)$	채움벽의 길이/높이비 ³⁾	거주가능	인명안전	붕괴방지
0.7 미만	0.5	1.0	4.0	n.a.
	1.0	1.0	3.5	n.a.
	2.0	1.0	3.0	n.a.
0.7 이상 1.3 미만	0.5	1.5	6.0	n.a.
	1.0	1.2	5.2	n.a.
	2.0	1.0	4.5	n.a.
1.3 이상	0.5	1.5	8.0	n.a.
	1.0	1.2	7.0	n.a.
	2.0	1.0	6.0	n.a.

- 1) 사이값은 선형보간한다.
- 2) 골조와 채움벽의 강도비 β 는 V_{frame}/V_m 로 산정한다.
- 3) 채움벽의 길이-높이비는 L_m/h_m 로 산정한다.

표 6.1.4 조적채움벽에 인접한 철근콘크리트기둥의 m 계수¹⁾

조건	거주가능	1차부재		2차부재	
		인명안전	붕괴방지	인명안전	붕괴방지
(1) 기둥이 압축부재로 작용할 때 ²⁾					
전체 길이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우 ³⁾	1	3	4	4	5
그 밖의 경우	1	1	1	1	1
(2) 기둥이 인장부재로 작용할 때 ²⁾					
주근 이음부가 충분히 구속된 경우와 이음부가 없는 경우	3	4	5	5	6
그 밖의 경우	1	2	2	3	4

- 1) 선형보간하지 않는다.
- 2) 하중의 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 모두에 대해 검토한다.
- 3) 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 건축구조기준 0520 내진설계 시 특별고려사항 중 전단벽의 특수경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.

6.1.4.2 비선형정적절차

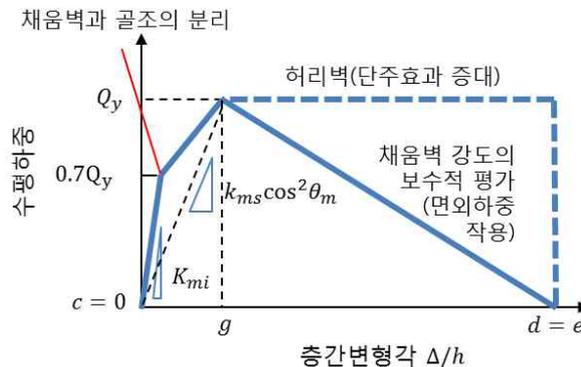
- (1) 조적채움벽을 등가의 비탄성 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 철근콘크리트 골조 혹은 철골모멘트 골조 내부의 조적채움벽은 변형지배거동으로 본다.
- (3) 조적채움벽의 모델링 주요변수 및 허용기준은 층변형각을 사용하여 그림 6.1.2(a) 및 표 6.1.5와 같

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

- 이 정의된다. 등가스트럿으로 모델링 시에는 식 (6.1.1) 및 (6.1.2)에 따라 그림 6.1.2(b)와 같이 축방향의 하중-변형 관계로 변환하여 적용한다.
- (4) 그림 6.1.2에서 Q_y 는 6.1.3에서 정의하고 있는 V_{bjs} , V_{dc} 및 V_{bm} 중 가장 작은 값을 적용한다. 다만, 다음을 모두 만족하는 경우 V_{dc} 및 V_{bm} 중 작은 값을 Q_y 로 적용한다.
- 조적채움벽의 내부에 개구부가 없을 것
 - 조적의 상태 평가가 ‘양호’ 일 것
 - 인접 골조와 조적채움벽 사이에 틈새가 없을 것
 - 면외방향 전도에 대하여 안전할 것 (6.1.5에 따라 검토)
- (5) 각각의 스트럿은 압축에만 저항하고 인장에는 저항할 수 없는 것으로 모델링한다.
- (6) 벽체의 두 대각선 방향 각각에 대하여 등가의 스트럿 요소를 적용한다.
- (7) 그림 6.1.2에서 잔류강도비 c 는 채움벽의 경우에 0으로, 허리벽의 경우에 1로 본다. 별도의 실험이나 상세 구조해석에 의한 근거자료가 있으면 다른 값을 사용할 수 있다.
- (8) 골조와 채움벽의 강도비 β 산정 시 골조의 강도로는 인접한 기둥의 전단강도를 사용한다.
- (9) 조적채움벽에 인접한 기둥의 축압축 및 축인장 거동에 대한 모델링 파라미터는 표 6.1.6과 같이 산정한다.

[해설]

(5) 표 6.1.5의 모델링 변수는 ASCE 41-13을 참조한 것으로서 각각 잔류강도와 변형능력을 나타내는 c 및 e 의 값이 명확히 주어지지 않다. 이는 개별 실험의 편차가 클 뿐만 아니라 면외 하중에 의해 균열이 발생하여 면내 하중저항 성능에 영향을 미치기 때문에 발생하는 불확실성을 고려한 것이기도 하다. 이 요령에서는 조적채움벽의 경우에 $c=0$, 허리벽의 경우에 $c=1$ 을 적용하고 표 6.1.5의 각주 4)에서와 같이 $e=d$ 로 가정하며, 결과적으로 각각의 횡하중-횡변형 관계는 해그림 6.1.7과 같아진다. 조적채움벽의 경우에 전체구조물의 강성 및 강도 증진에 상당한 역할을 하므로 보수적으로 내진성능평가를 위하여 최대강도 이후 강도가 저하되는 것으로 모델링 한다. 반면에 허리벽은 단주효과로 기둥의 전단파괴를 유발하며, 인접 기둥에 작용하는 전단력이 해당 기둥의 전단강도에 도달하는 시점은 허리벽의 큰 초기강성으로 인해 층간변형각 g 와 d 사이의 강도저감 구간에서 발생하므로 이 구간의 강도를 가급적 크게 모델링하는 것이 단주효과의 측면에서 보수적 해석 결과를 도출하게 된다. 또한 채움벽은 허리벽에 비해 상대적으로 높이가 높기 때문에 면외 작용력이 면내 전단강도의 저하에 기여할 수 있는 정도가 크므로 상대적으로 더 큰 강도저감을 적용한다.



해그림 6.1.7 조적채움벽과 허리벽의 비선형정적절차 적용 모델

제6장 조적채움벽구조와 비보강조적조

표 6.1.5 조적채움벽의 등가압축가세의 모델링 주요변수 및 허용기준¹⁾

조건		모델링 주요변수			허용기준 (층간변형각, %)	
		층간변형각 (%)		잔류 강도비	인명안전	붕괴방지
골조와 채움벽의 강도비 $\beta^2)$	채움벽의 길이/높이비 ³⁾	d	e ⁴⁾	c		
		0.7 미만	0.5	0.5	n.a.	n.a.
1.0	0.4		n.a.	n.a.	0.3	n.a.
2.0	0.3		n.a.	n.a.	0.2	n.a.
0.7 이상 1.3 미만	0.5	1	n.a.	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	0.8	n.a.	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	0.6	n.a.	n.a.	0.4	n.a.
1.3 이상	0.5	1.5	n.a.	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	1.2	n.a.	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	0.9	n.a.	n.a.	0.7	n.a.

- 1) 사이값은 선형보간한다.
- 2) 골조와 채움벽의 강도비 β 는 V_{frame}/V_m 로 산정한다.
- 3) 채움벽의 길이-높이비는 L_m/h_m 로 산정한다.
- 4) e는 d와 같다고 볼 수 있다.

표 6.1.6 조적채움벽에 인접한 철근콘크리트기둥의 모델링 주요변수 및 허용기준

조건	모델링 주요변수 ¹⁾			허용기준 (전체 변형률)		
	전체 변형률		잔류 강도비	거주 가능	인명 안전	붕괴 방지
	d	e				
(1) 기둥이 압축부재로 작용할 때²⁾						
전체 길이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의 해 구속된 경우 ³⁾	0.02	0.04	0.4	0.003	0.015	0.02
그 밖의 경우	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
(2) 기둥이 인장부재로 작용할 때²⁾						
주근 이음부가 충분히 구속된 경우와 이음부 가 없는 경우	0.05	0.05	0	0.01	0.03	0.04
그 밖의 경우	각주 4)	0.03	0.2	각주 4)		

- 1) 선형보간하지 않는다.
- 2) 하중의 방향이 역전되어 기둥이 압축과 인장모두를 받는 경우 두 경우 모두에 대해 검토한다.
- 3) 접합부를 포함한 기둥 전체에 걸쳐 건축구조기준 내진설계 시 특별고려사항 중 전단벽의 특수경계요소에 요구되는 전단보강근의 3/4에 해당하는 전단보강근이 배근된 경우, 전체높이에 걸쳐 모든 단면이 횡보강근에 의해 구속된 경우로 본다.
- 4) 기둥이 인장부재로 작용하고 주근 이음부가 있을 경우 기둥의 모델링 주요 변수와 허용기준은 이음부 파괴를 고려하여 설정한다. 일반적으로 붕괴방지 수준은 강도 저하가 시작되는 지점으로, 또한 인명안전수준은 붕괴방지 수준의 3/4로 설정한다.

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

6.1.4.3 비선형동적절차

- (1) 조적채움벽을 등가의 비탄성 스트럿으로 모델링할 수 있다.
- (2) 6.1.4.2(2)~(8)의 규정을 따른다.
- (3) 강성 및 강도저하를 포함하는 이력모델의 특성은 반복 가력 실험 결과를 토대로 검증된 것을 적용한다.

6.1.4.4 인접골조의 검토

(1) 채움벽에 인접한 기둥의 축력 검토

채움벽에 인접한 기둥의 축방향 m 계수는 표 6.1.4와 같고, 축방향 비선형 모델링 변수 및 허용기준은 전체변형률을 사용하여 표 6.1.6과 같이 정의한다.

(2) 채움벽에 인접한 기둥의 전단강도 검토

- ① 기둥으로 전달되는 채움벽의 수평반력중 위험단면에 전달되는 유효수평반력을 기둥의 전단력 검토에 반영한다.
- ② 유효수평반력을 기둥의 변형에 의한 전단력에 합산하여 검토한다.
- ③ 기둥의 전단강도 산정 시 축력을 0으로 가정하여 안전측으로 평가할 수 있다.

(3) 채움벽에 인접한 보기둥 접합부 검토

- ① 채움벽과 인접한 보-기둥 접합부 중 채움벽의 반대편에 보가 연속되지 않는 접합부는 채움벽의 수평반력 전체를 고려하여 전단강도를 검토한다.
- ② 채움벽의 수평반력 전체를 골조의 변형에 의한 전단력에 합산하여 검토한다.

(4) 허리벽에 인접한 기둥의 검토

- ① 이 조항은 양쪽에서 허리벽에 의해 구속되는 기둥의 구속되는 부분에 한하여 적용한다.
- ② 비선형해석절차에서는 ①에서 규정한 부분의 휨 및 전단 변형성분을 탄성으로 모델링할 수 있다.
- ③ 선형해석절차와 비선형해석절차에서 ①에서 규정한 부분의 휨 및 전단 변형성분은 비균열강성을 적용할 수 있다.
- ④ 선형해석절차와 비선형해석절차에서 ①에서 규정한 부분의 휨모멘트 및 전단력은 내진성능 검토 시 제외할 수 있다.

[해설]

(2) 등가스트럿 반력의 수평성분 중 기둥으로 전달되는 유효수평반력은 해그림 6.1.8에서와 같이 기둥 전단과괴의 위험단면이 보 밑면에서 기둥의 유효깊이만큼 떨어진 곳에 위치한 것으로 보면 위험단면 아래쪽에 작용하는 지압응력의 합으로 간주할 수 있다. 이 지압응력의 합은 다음 식에 의해 근사적으로 산정할 수 있다.

$$F_o = Q \left[1 - \sin \left\{ \frac{\pi}{2} \left(\frac{d}{z} \right)^{0.94} \right\} \right] \quad (\text{해 } 6.1.1)$$

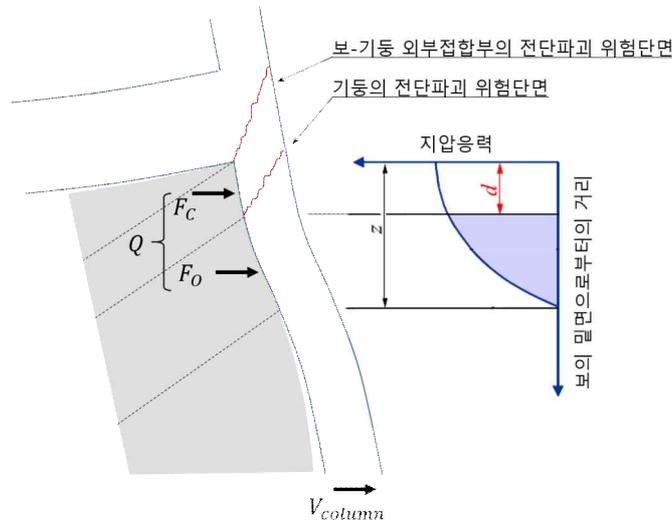
여기서, F_O : 기둥으로 전달되는 조적채움벽의 유효수평반력
 Q : 조적채움벽에 의해 작용하는 횡력
 d : 인접기둥의 유효깊이
 z : 조적채움벽과 기둥이 접촉하는 영역의 길이

식 (해 6.1.1)에서 조적채움벽과 기둥이 접촉하는 영역의 길이는 탄성기초 위에 놓인 탄성보의 변형에 대한 이론을 적용하여 다음 식 (해 6.1.2)에 의해 산정하거나(Stafford Smith, 1967), ASCE 41-13을 참조하여 6.1.3(5)에서와 같이 기둥 길이의 1/3로 가정할 수 있다.

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_m} \leq h_m \quad (\text{해 6.1.2})$$

여기서 λ_m 은 식 (6.1.10)에 의해 계산한다.

(3) 채움벽과 인접한 보-기둥 접합부 중 채움벽의 반대편에 보가 연속되지 않는 접합부는 해그림 6.1.8에서와 같이 채움벽의 수평반력 전체가 접합부로 전달된다. 또한 골조의 휨변형에 관련된 전단력도 함께 전달된다.



해그림 6.1.8 조적채움벽과 기둥의 접촉면과 위험단면의 위치

6.1.5 면외방향의 검토

- (1) 조적채움벽은 면내방향 거동 이외에도 면외방향의 전도에 대해 검토되어야 한다. 벽체의 면외방향 관성력에 대한 거동은 힘지배 거동으로 고려한다.
- (2) 조적채움벽의 면외방향의 강성은 전체 구조물의 해석모델에 포함하지 않는다.
- (3) 조적채움벽의 높이-두께비가 표 6.1.7에 규정된 상한치보다 작고 6.1.5(5)에서 규정한 아치 작용의 요건을 만족하는 경우 면외방향의 전도에 대해 안전한 것으로 볼 수 있다. 표 6.1.7에서 S_{DS} 와 S_{D1} 에 의해 각각 결정되는 상한치 가운데 작은 값을 적용한다.

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

(4) 조적채움벽이 표 6.1.7의 성능수준별 높이-두께비를 초과하는 경우 6.1.5(5)와 (6)의 규정에 따라 강도에 대한 검토를 수행하여야 한다.

(5) 면외 강도

① 휨균열 발생에 따른 전도가 조적벽체에 면외방향 하중 작용 시 파괴모드이다.

② 아치 작용(arching action)을 기대할 수 있는 경우

아치 작용을 기대하기 위해서는 채움벽이 주위의 골조와 완전히 접촉하고 있어야 하며 채움벽의 높이/두께비 (h_m/t_m)가 25 이하이어야 한다. 해당 조건 만족 시 채움벽의 면외강도 Q_{CL} 는 식 (6.1.17)로 산정한다.

$$Q_{CL} = q_{in}A_{in} = \frac{0.7f'_m\lambda_2}{(h_m/t_m)}A_{in} \quad (6.1.17)$$

여기서,

Q_{CL} : 조적채움벽의 면외강도(N)

q_{in} : 조적채움벽의 단위면적당 면외강도(MPa)

A_{in} : 조적채움벽 입면의 면적(mm²)

f'_m : 조적채움벽의 공칭압축강도

λ_2 : 표 6.1.8의 값을 사용한다.

③ 아치 작용을 기대할 수 없는 경우

조적채움벽을 수직 캔틸레버로 간주하고 휨균열이 발생하는 수평하중을 면외방향 하중작용 시의 강도로 결정한다. 6.1.1.2 또는 6.1.1.3에 따른 채움벽의 설계기준 인장강도를 적용한다. 4면 고정접합을 가정하기 위해서는 현장조사를 통해 조적벽체와 골조의 경계면에 이격(gap)이 존재하지 않는 것을 확인하여야 하며, 확인하지 않는 경우 하부면만 접합된 것으로 가정하여야 한다.

(6) 허용기준

6.1.5(5)에 따라 산정된 벽체의 강도는 식 (6.1.18)로 계산된 관성력보다 커야 한다.

$$F_P = 0.4\chi S_{XS}W_p \geq 0.1\chi W_p \quad (6.1.18)$$

여기서,

F_P : 면외방향의 관성력

S_{XS} : 중요도계수가 고려된 평가 대상 지진의 단주기 스펙트럼가속도

W : 벽체의 무게 혹은 단위중량

χ : 목표성능수준에 따른 계수. 붕괴방지의 경우 1.0, 인명안전의 경우 1.3, 거주가능의 경우 2.0을 사용한다.

표 6.1.7 아치작용의 요건을 만족하는 조적채움벽의 면외방향 검토를 생략하기 위한 높이-두께비(h_m/t_m) 상한치

성능수준	$S_{DS} < 0.33g$ 또는 $S_{D1} < 0.133g$	$0.33g \leq S_{DS} < 0.50g$ 또는 $0.133g \leq S_{D1} < 0.20g$	$0.50g \leq S_{DS}$ 또는 $0.20g \leq S_{D1}$
거주가능	14	13	8
인명안전	15	14	9
붕괴방지	16	15	10

S_{DS}, S_{D1} : 건축구조기준에 규정된 단주기 및 1초 주기 설계스펙트럼가속도

표 6.1.8 벽체의 높이-두께 비(h_m/t_m)에 대한 계수 λ_2

h_m/t_m	5	10	15	25
λ_2	0.129	0.060	0.034	0.013

선형 보간하여 적용한다.

6.2 비보강조적조

6.2.1 일반사항

비보강조적벽체의 주요 파괴모드는 강체회전, 가로줄눈 파괴, 양단부 압괴파괴, 대각인장파괴로 분류되며, 이중 강체회전과 가로줄눈 파괴는 연성거동이며 양단부 압괴파괴와 대각인장파괴는 취성거동이다. 강체회전 혹은 가로줄눈 파괴에 의해 지배되는 경우 비보강조적조의 거동은 변형지배거동으로 보고, 그렇지 않을 경우 힘지배거동으로 본다.

비보강조적조는 대표적인 비내진건물로 연성거동이 매우 한정적이므로 이 요령에서는 비선형절차는 제시하지 않는다.

벽돌과 모르타르로 이루어진 비보강조적조의 재료속성은 6.1.1.2 및 6.1.1.3에 따라 결정한다.

6.2.2 강성

비보강조적벽체의 면내강성은 재료의 역학적 특성 및 시공상태를 고려하여 건축구조기준에 따라 계산한다. 다만, 조적조의 탄성계수는 요령 6.1.1.2에 의해 결정한다.

6.2.3 강도

각 파괴모드별 공칭 전단강도식은 다음과 같고, 강도감소계수의 적용은 4.1.8의 일반 원칙에 따른다.

(1) 강체회전(Rocking) 시의 평균전단강도

$$Q_{CE} = V_r = 0.9(\alpha P_D + 0.5P_W) \frac{L}{h_{eff}} \quad (6.2.1)$$

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

여기서,

- α : 캔틸레버의 경우 0.5, 양단고정인 경우 1.0
- P_D : 자중을 제외한 고정하중
- P_w : 벽체의 자중
- h_{eff} : 벽체 하단에서부터 지진하중의 합력까지의 거리
- L : 벽의 길이

(2) 가로줄눈 파괴 시의 평균전단강도

가로줄눈파괴 시 초기 평균전단강도는 식 (6.2.2)로 산정하며, 최종강도 도달 후 즉, 미끄러짐 발생 이후의 강도는 식 (6.2.3)으로 산정한다.

$$Q_{CE} = V_{bjs1} = v_{me}A_n \quad (6.2.2)$$

$$Q_{CE} = V_{bjs2} = 0.5P_D \quad (6.2.3)$$

여기서,

v_{me} : 모르타르 접착면의 평균 줄눈전단강도

평균 줄눈전단강도는 ASTM C1531에 따라 수평줄눈 전단강도시험을 실시한 경우 식 (6.2.4)로 산정한다. 해그립 6.1.4 또는 해그립 6.1.5와 같은 사인장 전단강도 또는 쪼갬인장강도 시험을 실시한 경우에는 식 (6.2.5)로 산정한다. 현장시험에 의하지 않는 경우에 v_{me} 는 6.1.1.3에 따라 재료강도의 기본값을 사용하여 결정한다.

$$v_{me} = \frac{0.75 \left(0.75v_{te} + \frac{P_D}{A_n} \right)}{1.5} \quad (6.2.4)$$

$$v_{me} = \frac{0.75 \left(f_{spe} + \frac{P_D}{A_n} \right)}{1.5} \quad (6.2.5)$$

여기서,

- f_{spe} : 사인장 전단강도 혹은 쪼갬인장강도의 평균값
- v_{te} : $v_{to} = V_{test}/A_b - P_{D+L}$ 로 계산되는 현장시험 줄눈 전단강도의 평균값으로서 V_{test} 는 조적개체에 가해지는 전단력, A_b 는 전단력이 전달되는 모든 모르타르 사춤의 면적, P_{D+L} 는 시험 당시에 조적개체에 작용하는 연직 사용하중

식 (6.2.4)에서 v_{te} 에 곱해지는 계수 0.75는 현장시험 시 조적 개체의 상하면 이외에 측면까지 모르타르 사춤이 시공된 경우에만 적용한다.

(3) 양단부 압괴파괴 시의 공칭전단강도

$$Q_{CL} = V_{te} = (\alpha P_D + 0.5P_W) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7f'_m} \right) \quad (6.2.6)$$

여기서,

f_a : 식 (4.2.8)의 하중조합에 의한 축응력

f'_m : 조적조의 공칭 압축강도

(4) 대각인장파괴 시의 공칭전단강도

$$Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (6.2.7)$$

여기서,

f'_{dt} : 조적벽체의 공칭사인장 강도, 이 값을 모를 경우 6.1.3(3)에 따라 결정되는 설계기준 줄눈전단강도 v_{mL} 을 사용할 수 있음.

β : L/h_{eff} , 다만, 0.67 이상, 1.0 이하.

f_a : 연직하중에 의한 축응력

6.2.4 모델링 주요 변수 및 허용기준

6.2.4.1 선형절차

비보강 조적조의 m계수는 표 6.2.1과 같으며 만족여부 판정절차는 제4장에 따른다.

기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령

표 6.2.1 비보강 조적조의 m계수

파괴모드	1차부재			2차부재	
	거주 가능	인명 안전	붕괴 방지	인명 안전	붕괴 방지
강체회전 ^{2,3)}	$1 \leq 1.5\beta^D \leq 1.5$	$1.5 \leq 3\beta^D \leq 3.75$	$2 \leq 4\beta^D \leq 5$	$2 \leq 4\beta^D \leq 5$	$3 \leq 6\beta^D \leq 8$
가로줄눈파괴 ⁴⁾	1	3	4	6	8

1) $\beta = h_{eff}/L$

2) 강체회전 파괴모드가 지배거동이 되기 위해서는 조적의 두께가 150 mm 이상이며 1.0B 쌓기 이상이어야 한다.

3) 강체회전모드의 m계수는, 모멘트-곡률 혹은 기타 적절한 해석적인 방법에 의해 양단부 압괴파괴가 발생하지 않는다는 것을 증명하지 않는 한, 연직하중에 의한 축력과 조적조의 공칭압축강도의 비, f_a/f_m 이 4% 이하인 경우에만 적용한다. 4%를 초과할 경우는 하중지배거동으로 본다.

4) 가로줄눈 파괴강도는 거주가능 수준일 경우 V_{bjs1} 을, 그 밖의 성능수준에서는 V_{bjs2} 를 사용한다.

6.2.5 면외방향의 검토

면외방향 작용력은 하중지배 작용으로 간주한다. 비보강조적조의 면외방향의 강성은 전체 구조물의 해석모델에 포함하지 않는다. 조적개체가 가로지르지 않고 완전히 구분되도록 쌓은 두 면 사이에 모르타르 사춤이 부족하거나 단열재 등으로 인해 일체화 되지 않은 경우 하나의 벽체로 보고 검토할 수 없다.

(1) 면외 강도

- ① 아치 작용을 고려하여 면외 강도를 산정할 수 있다. 단, 아치 작용을 기대하기 위해서는 해당 벽체를 둘러싸고 있는 구조요소들이 충분한 강성을 갖고 있어야 하며, 벽체와 주변 구조요소는 완전히 접촉하고 있어야 한다.
- ② 아치작용을 고려할 수 없는 경우에는 경계조건을 고려하여 휨균열이 발생하는 수평하중을 면외 방향 하중작용 시의 강도로 결정한다. 6.1.1.2 또는 6.1.1.3에 따른 채움벽의 설계기준 인장강도를 적용한다. 축력과 편심하중의 영향을 고려한다.

(2) 허용기준

- ① 6.1.5(4)에 따라 산정된 휨균열 강도는 식 (6.1.18)의 면외 관성력보다 커야 한다.
- ② 별도의 상세해석을 통해서 전도에 대한 벽체의 안정성을 입증할 수 있다면 인명안전 또는 붕괴 방지 성능수준에 대해서 벽체의 휨균열을 허용할 수 있다.

[해설]

(1) 아치작용을 고려한 휨균열 강도는 FEMA 274(NEHRP Commentary on the Seismic Rehabilitation of Buildings)에서 제시한 약산식인 식 (해 6.2.1)을 적용할 수 있다. 또는 그보다 더 정밀한 방법으로 구할 수 있으며, 벽체에 편심이 작용하는 경우 이를 고려하여야 한다.

$$q_{cr} = \frac{6Pt}{h^2} \quad (\text{해 6.2.1})$$

여기서,

q_{cr} : 아치작용을 고려한 벽체의 면외 강도로서 단위 높이 당 횡력

P : 벽체에 작용하는 축력

t : 벽체의 두께

h : 벽체의 높이

(2) 휨균열이 발생하더라도 연직하중이나 아치 작용은 벽체의 전도가 억제될 수 있는 측면이 있으므로 ASCE 41-13에서는 인명안전이나 붕괴방지 성능수준에 대해서 면외방향 하중에 의한 휨균열을 허용하고 있다. 다만 그 대신 벽체의 동적 안정성에 대한 추가적인 검토를 요구하고 있으며, 검토 방법으로는 벽체 상단 및 하단에 작용하는 가속도에 대한 시간이력 해석을 요구하고 있다.