

전단벽의 전단성능 예측 모형*1

장 상 식*2†

Theoretical Models for Predicting Racking Resistance of Shear Walls*1

Sang Sik Jang*2

요 약

전단벽은 현대식 경골목조건축에서 바람이나 지진 등에 의한 측방하중에 대한 저항력을 제공하는 가장 중요한 요소 중의 하나이다. 전단벽에서 건물에 전달된 측방하중은 벽의 스테드와 덮개재료 사이의 못접합부를 통하여 덮개재료로 전달되고 덮개재료에 전달된 하중은 판재의 면전단력에 의하여 지지된다. 따라서 실제 전단벽에서 측방하중에 대한 저항력을 결정하는 가장 중요한 요소는 못접합부라고 할 수 있을 것이다.

이 연구에서는 스테드와 판재 사이의 못접합부에 대한 강성 및 강도를 측정하였으며 이 값들은 전단벽의 찌그러짐 저항력을 예측하는 이론모형의 입력자료로 사용되었다. 이론모형의 예측치의 정확성을 검증하기 위하여 판재 한 장으로 구성된 전단벽의 전단시험을 수행하였다.

못접합부의 강성은 스테드 부재의 섬유방향에 의하여 영향을 받았으나 판재의 방향은 거의 영향을 미치는 않는 것으로 나타났다. 전단하중 하에서 못접합부나 전단벽의 거동은 3개의 직선구간으로 나타낼 수 있었으며 이론모형 I 보다 이론모형 II의 예측치가 더 정확하였다.

ABSTRACT

Shear wall is the most important component resisting lateral loads imposed to a building by wind or earthquake. In shear walls, lateral load applied to framing is transmitted to sheathing panel through nailed joints between sheathing and framing so that the load is resisted by in-plane shear strength of sheathing.

* 1 접수 2002년 7월 31일, 채택 2002년 11월 25일

이 연구는 한국과학재단 핵심전문연구(981-0606-024-2) 지원에 의하여 수행되었음.

* 2 충남대학교 임산공학과, Dept. For. Prod., Chungnam National University, Daejeon 305-764, Korea

† 주저자(corresponding author) : 장상식(e-mail: ssjang@hanbat.chungnam.ac.kr)

Therefore, nailed joints are the most basic and important component in the viewpoint of stiffness and strength of shear walls.

In this study, stiffness and strength of single nailed joint were measured by single shear tests of nailed joints and used as input for theoretical models developed to estimate racking behavior of shear walls. And shear walls were tested to check the accuracy of theoretical models estimating racking resistance of shear walls.

Stiffness of nailed joint was affected by grain direction of stud but direction of sheathing panel had little effect. Behavior of nailed joint and shear walls under lateral loads could be represented by three lines. Theoretical model II was more accurate than theoretical model I in estimating racking behavior of shear wall under loads.

Keywords: shear wall, nailed joint, theoretical model, lateral load, light-frame wood construction

1. 서 론

목조주택의 벽체는 주택이라는 구조물의 측방하중 저항구조(Lateral Force Resisting System)를 구성하는 가장 중요한 요소이다. 주택의 벽체는 넓은 면에 수직으로 작용하는 바람과 같은 외력에 대하여 휨으로 저항하며 이 때에 수직방향으로 배열된 벽체(바람과 평행한 방향의 벽체)가 지점의 역할을 하게 된다. 벽체는 그 하부가 기초구조에 고정되어 있으며, 그 상부에는 특별한 지점이 없기 때문에 마치 외팔보와 같은 원리로 하중을 지지하게 된다. 수직 벽면을 통하여 전달된 측방하중은 외팔보로 작용하는 평행 벽면의 한쪽 측면을 따라서 기초부터 상부 자유단의 끝부분까지 분포하중을 작용시킨다. 이러한 분포하중의 작용 하에서 벽체는 휨 응력과 휨 변형의 영향을 받으며 휨 응력은 골조부재와 못을 통하여 덮개 재료로 전달되고 최종적으로 덮개 재료의 면 전단강도에 의하여 지지된다. 이와 같은 하중의 전달 과정 중에 구성 재료들의 강성과 강도, 못접합부에서 부재 사이의 마찰에 의한 감쇠, 못의 강성, 구성 재료들 사이의 하중분담 및 복합작용, 덮개 재료의 면전단강도 등이 함께 작용하여 벽체 전체의 찌그러짐에 대한 저항력을 나타낸다.

Tuomi(1977)는 가새와 덮개재료, 그리고 하중속도가 벽체의 찌그러짐 저항에 미치는 영향을 규명하였으며 이를 통하여 벽체의 찌그러짐 저항 시험 방법을

구체적으로 제시하여(Tuomi and Gromala, 1978) 미국국가표준협회(Tuomi and McCutcheon, 1978)로부터 인정을 받은 바 있다. Foschi (1977)는 골조와 덮개의 구성을 격판구조로 파악하고 격판의 구조 분석을 실시하였다. Polensek(1976)는 경골 목구조 벽체에 대한 유한요소 분석을 실시하여 그 이론모형을 제시한 바 있으며 휨과 압축하중 하에서의 목구조 벽체에 대한 구조 설계 방법을 제안하였다(Polensek, 1976; 1977; 1982). 이러한 연구들에 기초하여 Itani 등(1982)은 목구조 벽체의 찌그러짐 강도를 측정하는 표준 시험 방법을 제시하였다.

벽체의 찌그러짐에 대한 저항에는 매우 복잡한 기구들이 관계되어 있으며 골조부재, 못, 덮개재료 등의 요인을 변화시키면 하중 하의 거동이 다르게 나타나게 된다. 따라서 오랜 기간 동안 많은 연구자들이 측방하중 저항구조의 주된 역할을 하는 벽체의 찌그러짐 저항 능력, 즉 측방하중 저항 성능에 관한 연구를 수행하였지만 모든 요인들을 포함하는 연구는 사실상 불가능하다고 할 수 있다. 따라서 전단벽의 강성과 강도 측정에서는 시험 결과 그 자체보다는 이를 응용한 이론 모형의 개발과 적용이 더욱 중요하고도 어려운 과제라고 할 수 있다. Polensek와 Gromala(1984)는 휨 하중 하에서 목구조 벽체의 저항 능력에 대한 확률 분포를 연구하여 구조 설계에 응용할 수 있는 방법을 제안하였으며 Falk와 Itani(1988)는 하중 하에서 골조와 덮개로 구성된 격판구조의 변형을 예측할 수 있

는 모형을 개발하였다. Hayashi(1988)는 경골 목구조 벽체의 찌그러짐 저항에 대한 예측 모형을 만들었으며 Niu와 Gebremedhin(1996)은 기둥-보 구조에 대한 3차원 모형을 이용하여 건물의 강성을 예측하였다.

경골목구조벽의 벽체는 바람, 지진 등의 측방하중에 대한 지지 능력을 제공하는 가장 중요한 구조 요소들 중의 하나이다. 벽체에서 재료의 종류의 변이와 그 조합에 따른 측방하중 저항 능력 또는 찌그러짐 저항에 관한 연구가 먼저 이루어지고 이외에 많은 요인들의 조합에 의한 영향에 관한 연구들이 이루어져야 할 것이다. 이 연구에서는 전단벽을 구성하는 못접합부의 전단실험을 통하여 하나의 못접합부의 강성을 측정하고 이 값으로부터 전단벽 전체의 하중 하에서의 거동을 예측하는 이론모형을 개발하였으며 모델의 예측치와 시험결과의 비교를 통하여 모델의 정확성을 검증하였다.

2. 이론 모형의 개발

전단벽의 측방하중 저항 능력은 찌그러짐 저항 능력이라고도 하며 이는 바람이나 지진과 같은 측방하중에 의하여 구조체에 전달되는 면전단하중에 대하여 벽체가 저항할 수 있는 능력을 나타낸다. 상자형 구조의 역학적인 원리는 6개의 면들이 모두 측방하중에 의한 찌그러짐에 대하여 저항력을 갖는다는 사실에 기초를 두고 있다. 따라서 상자형 구조에서는 각각의 면을 구성하는 구조체들의 측방하중에 대한 저항 능력이 가장 중요한 요인이 됨을 알 수 있다.

전단벽의 구성과 측방하중에 대한 저항성능을 나타내는 요인들은 스테드, 판재 그리고 스테드와 판재 사이의 못접합부 등으로 요약될 수 있다. 경골 목구조에서는 원래 측방하중에 저항하기 위하여 경사 가새(diagonal brace)를 사용하였으나 벽체에 대한 측방하중 시험 및 사용 현장에서의 지진이나 바람 피해 사례 등을 통하여 구조용 덮개재료의 사용이 경사 가새보다 더욱 효과적이라는 사실이 증명됨으로써 현재는 경사 가새 대신에 구조용 덮개재료의 사용이 보편화되어 있다.

전단벽을 구성하기 위하여 먼저 스테드 부재가 일

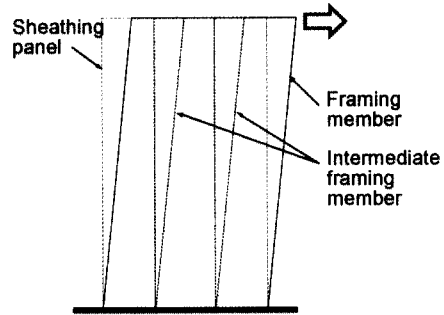


Fig. 1. Theoretical model I for shear walls.

정한 간격으로 배치되고 이 스테드 위에 구조용 판재를 덮어서 못으로 접합시킴으로써 전단벽이 완성된다. 전단벽에서는 골조부재에 전달된 수평하중이 덮개재료의 면전단강도에 의하여 지지되기 때문에 전단벽이 수평하중에 대한 저항력을 나타내기 위해서는 스테드에 작용하는 수평하중을 덮개재료로 전달할 수 있도록 판재와 스테드 사이에 적절한 접합이 이루어져야 한다. 일반적으로 이러한 접합에는 못이 사용되고 있으며 못의 크기와 간격 등에 따라서 전단벽의 측방하중에 대한 저항능력에 영향을 받게 된다.

2.1. 이론모형 I

전단벽에 수평하중이 작용하면 벽체의 변형이 발생하게 되는데 이 때에 변형의 발생 형태를 분석하면 전단벽의 전단거동을 나타내는 이론 모형을 얻을 수 있을 것으로 생각된다. 먼저 Fig. 1과 같이 덮개재료는 고정되어 있고 벽의 골조가 평행사변형으로 변형되는 형태를 생각해 볼 수 있다.

Fig. 1의 이론모형이 성립하기 위해서는 몇 가지의 가정이 먼저 필요하다. 첫 번째는 수평하중이 작용할 때에 덮개재료에는 전혀 변형이 발생하지 않는다는 가정이며 두 번째로 스테드만이 수평하중에 의하여 변형이 일어나되 변형 후에도 스테드는 직선형태를 유지한다는 가정이다. 세 번째 가정은 스테드와 덮개재료 사이의 못접합부에서 못의 변형이 밀면으로부터의 거리에 비례한다는 것이다.

이상의 가정 하에서 Fig. 1의 못접합부 하나하나에

대하여 식 (1)과 같이 선형의 하중-변형 관계를 가정할 수 있다.

$$P = kd \quad (1)$$

여기서 P = 작용하중 (kgf)
 k = 비례상수 (kgf/mm)
 d = 못의 변형 (mm)

Fig. 1에서 전단벽의 윗갈도리의 변형을 Δ 라고 한다면 윗갈도리 부재 내의 모든 못접합부는 동일한 변형을 나타낼 것이다. Fig. 1에서는 밑갈도리가 바닥에 고정되어 있으며 밑갈도리 내의 못접합부에는 전혀 변형이 발생하지 않는 것으로 가정한다.

Fig. 1에서 수직으로 배치되어 있는 스테드 내의 못접합부의 변형은 제일 위의 못접합부 변형이 Δ 이고 제일 아래 못접합부의 변형은 0이므로 그 사이에서 식 (2)와 같이 밑면으로부터의 거리에 비례하는 크기의 변형이 발생할 것이다.

$$d_i = \left(\frac{i-1}{n-1}\right)(\Delta) \quad (2)$$

여기서 d_i = 밑면으로부터 i 번째 못의 변형 (mm)
 i = 밑면으로부터 계산한 못의 수
 n = 스테드를 따라서 설치된 못의 총 수
 Δ = 윗갈도리 내의 못접합부의 변형 (mm)

식 (2)를 식 (1)에 대입하면 못접합부에서의 하중-변형관계식을 식 (3)과 같이 구할 수 있다.

$$P_i = k\left(\frac{i-1}{n-1}\right)\Delta \quad (3)$$

여기서 P_i = 밑면으로부터 i 번째 못접합부에 작용하는 하중 (kgf)

Fig. 1의 전단벽에서 밑갈도리를 제외하고 모든 스테드와 윗갈도리 내의 못접합부에 있는 못접합부에 대한 하중-변형 관계를 더하면 전단벽 전체에 대한 하중-변형 관계 이론식을 식 (4)와 같이 구할 수 있다.

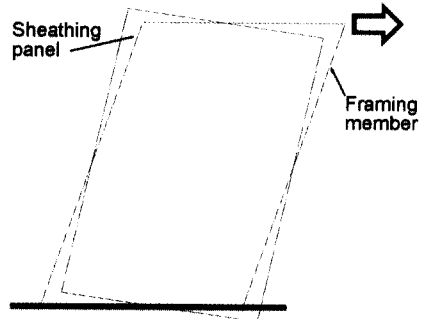


Fig. 2. Theoretical Model II for shear wall.

$$P = 2 \sum_{s=1}^{m-1} P_{si} + \sum_{j=1}^{n-1} P_{tj} + r \sum_{k=1}^{\ell-1} P_{fk} \quad (4)$$

$$P_{si} = k \frac{\Delta i}{m-1}, \quad P_{tj} = k \Delta, \quad P_{fk} = k \frac{\Delta k}{\ell-1}$$

여기서 P = 총 하중

P_{si} = 전단벽의 양끝 스테드에서 i 번째 못접합부에 작용하는 하중

P_{tj} = 윗갈도리에서 j 번째 못접합부에 작용하는 하중

P_{fk} = 전단벽의 중간 스테드에서 k 번째 못접합부에 작용하는 하중

m = 전단벽의 양끝 스테드 내의 못의 총 수

ℓ = 전단벽의 중간 스테드 내의 못의 총 수

r = 중간 스테드의 수

2.2. 이론모형 II

전단벽에 대하여 실제로 전단시험을 실시해 보면 벽체의 변형이 Fig. 1의 모형과는 약간의 차이가 남을 알 수 있다. 실제의 시험에서 보면 덮개재료에 변형은 발생하지 않지만 덮개재료 자체가 약간의 각도로 회전하는 변위가 발생함을 관찰할 수 있다(Fig. 2).

Fig. 2에서 보면 덮개재료에는 자체의 모양이 변하는 변형은 발생하지 않지만 하중이 작용함에 따라서 회전이 발생한다. 스테드는 Fig. 1의 모형과 같이 평행사변형의 형태로 변형되며 이 모형의 성립을 위해서도 몇 가지의 가정이 필요하다. 첫 번째 가정은 덮개재료는 하중 하에서 변형되지 않으며 하중의 방향

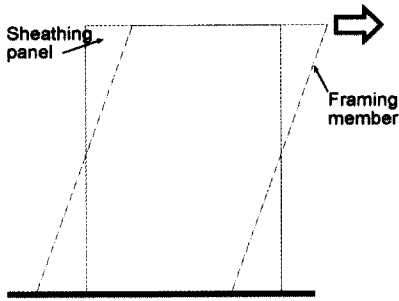


Fig. 3. Simplified Theoretical Model 2 for shear wall.

으로 약간의 회전만이 발생한다. 두 번째 가정은 스티드가 변형된 후에도 스티드는 곧은 직선형태를 유지한다는 가정이다. 세 번째 가정은 스티드와 덮개재료 사이의 못접합부에서의 못의 변형이 벽체 높이의 중앙 지점으로부터의 거리에 비례한다는 것이다.

위와 같은 가정 하에서도 Fig. 2에서 덮개재료와 스티드 골조가 동시에 움직이기 때문에 두 부재 사이의 상대적인 변위를 이론식으로 표현하기에 어려움이 따른다. Fig. 2에서 덮개재료의 회전은 매우 작은 값이기 때문에 못의 y축 방향 변위는 무시할 수 있을 정도로 작다고 볼 수 있다. 그러므로 y축 방향의 변위를 무시하여 없다고 보고 x축 방향으로만 덮개재료가 이동하여 Fig. 3과 같은 변형이 발생하는 것으로 가정할 수 있다.

이상의 가정 하에서 Fig. 3의 못접합부 하나하나에 대하여 식 (1)과 같이 선형의 하중-변형 관계를 가정할 수 있다. Fig. 3에서 전단벽의 윗갈도리의 변형을 Δ 라고 한다면 윗갈도리 부재 내의 모든 못접합부에서 덮개재료와 골조부재 사이의 상대적인 변형량은 $(\Delta/2)$ 가 될 것이다. Fig. 3에서는 밑갈도리 내의 못접합부에서도 윗갈도리 내의 못접합부와 크기는 같고 방향이 반대인 변형이 생기는 것으로 가정된다.

Fig. 3에서 수직으로 배치되어 있는 스티드 내의 못접합부의 변형은 제일 위의 못접합부에서는 $(\Delta/2)$ 이고 제일 아래 못접합부에서는 $(-\Delta/2)$ 이므로 그 사이에서 식 (5)와 같이 밑면으로부터의 거리에 비례하는 크기의 변형이 발생할 것이다.

$$d_i = \left(\frac{2i-n-1}{n-1} \right) \Delta \quad (5)$$

여기서 d_i = 밑면으로부터 i 번째 못의 변형 (mm)

i = 밑면으로부터 계산한 못의 수

n = 스티드를 따라서 설치된 못의 총 수

Δ = 벽체 상단의 변위 측정치 (mm)

식 (5)를 식 (1)에 대입하면 못접합부에서의 하중-변형관계식을 식 (6)과 같이 구할 수 있다.

$$P_i = k \left(\frac{2i-n-1}{n-1} \right) \Delta \quad (6)$$

여기서 P_i = 밑면으로부터 i 번째 못접합부에 작용하는 하중 (kgf)

Fig. 3에서 외력은 내부의 못접합부에 작용하는 힘들의 합이 되므로 Varignon의 정리에 의하여 합력의 모멘트는 분력들의 모멘트의 합과 같다. 따라서 판재의 중심점을 모멘트의 중심으로 생각하여 이 점에 대한 외력의 모멘트는 각 못접합부에 작용하는 힘의 동일한 점에 대한 모멘트의 총합과 같다.

판재의 중심점에 대한 외력의 모멘트는 식 (7)과 같이 표현된다.

$$M_e = P \Delta \quad (7)$$

여기서 M_e = 외력의 모멘트 (kgf-mm)

P = 외력 (kgf)

각각의 못접합부에 작용하는 힘들의 모멘트의 합 (M_i)은 식 (8)과 같이 표현될 수 있다.

$$M_i = \sum_{i=1}^n P_{txi} y_i + \sum_{j=1}^n P_{sxj} y_j + \sum_{k=1}^n P_{fzk} y_k \\ = k \left(\sum_{i=1}^n d_{txi} y_i + \sum_{j=1}^n d_{sxj} y_j + \sum_{k=1}^n d_{fzk} y_k \right) \quad (8)$$

여기서 아래첨자 t = 윗갈도리

아래첨자 s = 양끝의 스티드

아래첨자 f = 중간스티드

y = 모멘트의 중심으로부터 하중까지의 거리 (mm)

식 (7)과 (8)을 같게 놓으면 외력과 변형과의 관계를 식 (9)와 같이 구할 수 있다.

$$M_e = M_i \therefore P = \frac{M_i}{\Delta} \quad (9)$$

3. 재료 및 방법

3.1. 공시 재료

전단벽을 구성하기 위하여 국산 낙엽송으로서 호칭 치수 50 mm × 100 mm(실제치수 38 mm × 89 mm)의 KS 2등급 구조용재를 스테르드 사용하였다. 덮개용 재료로는 북미에서 제조된 9.5 mm 두께의 합판과 11.1 mm 두께의 OSB로서 벽체의 덮개재료로 사용될 수 있는 RATED SHEATHING 등급을 선택하였으며 경간등급은 24/16인 제품을 사용하였다. 제재목, 합판 및 OSB의 시험 시 함수율은 각각 11.6%, 8.7% 및 5.7%, 그리고 비중은 각각 0.46, 0.46 및 0.64이었다. 스테르드를 305 mm 간격으로 배치하였으며 구조부재 사이의 접합에는 16d 박스못이 사용되었고 덮개재료의 설치를 위해서 6d 박스못을 덮개재료의 측면에서는 150 mm 간격, 그리고 내부에서는 300 mm 간격으로 사용하였다.

3.2. 시험 방법

3.2.1. 못접합부에 대한 단일전단 시험

각각의 못접합부의 전단성능을 평가하기 위하여 KS F 2153(목구조 철물접합부의 전단 시험 방법)에 따라서 Fig. 4와 같은 방법으로 압축하중을 가하여 단일전단 시험을 실시하였다. 못접합부의 시험에서는 Table 1과 같이 골조부재 및 덮개재료의 4가지 서로 다른 방향의 조합에 대하여 시험을 실시하였다.

Fig. 4의 시험에서 골조부재, 덮개재료 및 못의 종류를 각기 변화시켜서 여러 가지 조합의 못접합부에 대한 성능을 평가하고 이를 전체 벽체의 성능 평가와 분석을 위한 기초 자료로 활용하였다.

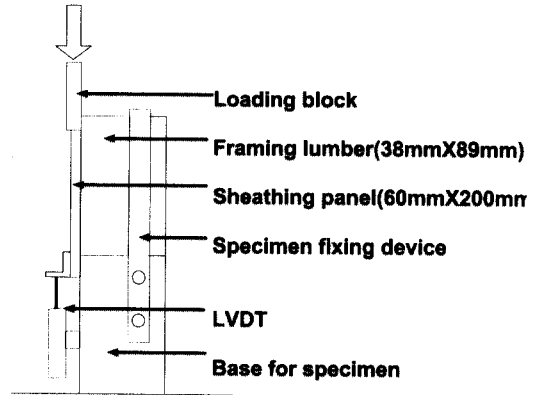


Fig. 4. Single shear testing method for nailed joints.

Table 1. Four shear testing modes for nailed joints

Mode	Relative direction of load to	
	Fiber direction of framing lumber	Long axis of sheathing panel
1	Parallel	Parallel
2	Parallel	Vertical
3	Vertical	Parallel
4	Vertical	Vertical

3.2.2. 전단벽의 측방 하중 저항 시험

목구조 벽체에 대한 측방 하중 저항 시험은 KS F 2154(경골목조 전단벽의 전단 시험 방법)에 따라서 Fig. 5와 같이 실시하였다. 전체 크기 1220 mm × 2440 mm에 스테르드 간격은 305 mm로 하였으며 전단벽 시험편을 바닥의 기초구조에 고정볼트로 고정시키고 상부에 부착된 하중 블럭을 통하여 하중속도 5 mm/min의 단순증가하중을 벽체 시험편의 상부 자유단에 작용시킴으로써 벽체의 측방하중에 대한 강성 및 최대강도를 측정하였다. 시험은 최대강도에 도달할 때까지 계속하고자 하였으나 전단벽 시험편의 변위가 크게 증가하면서 최대하중에는 도달하지 않아서 50 mm 변위에 도달할 때까지 시험을 실시하였다. 일반적으로 2.4 m 높이의 전단벽에서 20 mm 정도의 변위를 최대 허용변위로 볼 수 있으므로 50 mm 변위까지

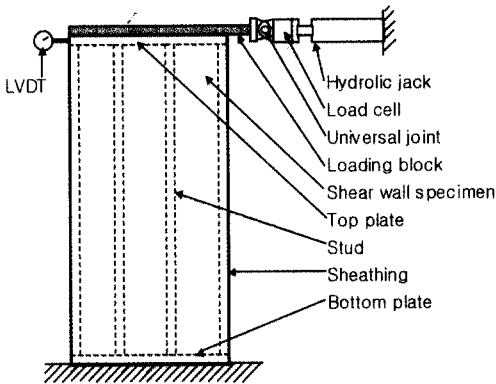


Fig. 5. Testing arrangement for racking resistance of shear walls.

의 시험으로 필요한 자료를 충분히 얻을 수 있을 것으로 생각된다. 이 때에 Fig. 5에 표시한 바와 같이 변위 측정센서인 LVDT를 전단벽 시험편의 위갈도리(top plate)에 부착하여 변위를 측정하였다.

4. 결과 및 고찰

4.1. 못접합부의 단일전단 성능

못접합부에 대한 단일전단 시험을 통하여 Fig. 6과 같은 하중-변위 곡선을 얻을 수 있다.

Fig. 6에서 보면 못접합부의 전단거동은 3개의 직선구간으로 나타낼 수 있음을 알 수 있다. 못접합부에 대한 하중-변위곡선에서 3개의 직선 구간은 각각 식 (10)과 같은 선형방정식으로 나타낼 수 있다.

$$P = k_i \Delta + a \quad (10)$$

여기서 P = 하중 (kgf)

k_i = i 번째 직선구간의 기울기 (kgf/mm)

i = 1, 2, 3

Δ = 변위 (mm)

a = y 축 절편 (kgf)

Fig. 6과 못접합부에 대한 전단시험 결과를 보면 식 (10)에서 세 번째 직선구간의 기울기인 k_3 는 항상 0에

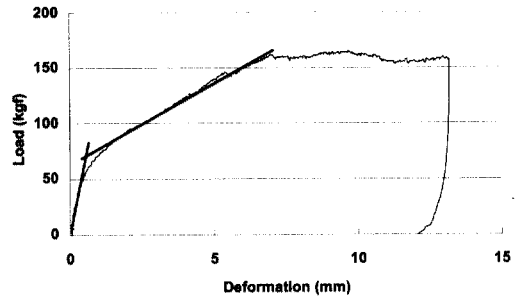


Fig. 6. Typical load-displacement curve obtained from single shear tests of nailed joints.

Table 2. Joint modulus of nailed joints between larch lumber and 9.5 mm thick plywood (jointed by 6d box nails)

Stage	Mode	1	2	3	4
		k_1 (kgf/mm)	30.6	31.7	26.6
1	Load (kgf)	75	71	79	81
	Deformation (mm)	1.25	1.15	1.35	1.65
2	k_2 (kgf/mm)	93	115	88	102
	Load (kgf)	125	130	123	121
3	Deformation (mm)	4.2	45	48	4.9
	k_3 (kgf/mm)	0	0	0	0

근사한 값을 나타내었으므로 $k_3 = 0$ 으로 가정할 수 있다. 9.5 mm 두께의 합판과 11.1 mm 두께의 OSB를 덮개재료로 사용하고 6d 박스못으로 접합한 접합부에 대한 전단시험 결과 및 접합계수(joint modulus)는 Table 2 및 3과 같다.

Table 2와 3에서 보면 못접합부의 강성은 하중이 스티드의 섬유방향에 평행하게 작용할 때에 크게 나타나고 직각으로 작용할 때에 감소함을 알 수 있다. 이에 비하여 덮개재료용 판재의 섬유방향은 못접합부의 강성에 큰 영향을 주지 않는다는 것을 알 수 있다.

4.2. 전단벽의 수평하중 저항 성능

Table 2 및 3의 접합계수(k_1 , k_2 및 k_3) 값들은 전단

Table 3. Joint modulus of nailed joints between larch lumber and 11.1 mm thick OSB (jointed by 6d box nails)

Stage	Mode	1	2	3	4
		k_1 (kgf/mm)	36.7	39.5	29.7
1	Load (kgf)	84	99	87	96
	Deformation (mm)	1.15	1.25	0.75	0.875
2	k_2 (kgf/mm)	123	124	126	124
	Load (kgf)	142	150	143	149
3	Deformation (mm)	4.8	5.1	4.9	5.0
	k_3 (kgf/mm)	0	0	0	0

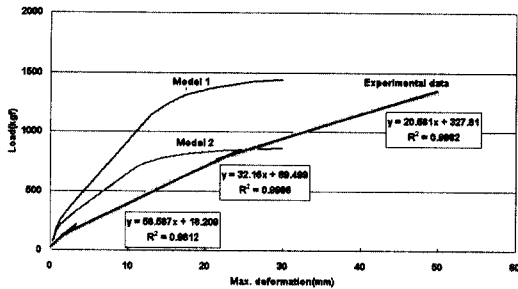


Fig. 7. Experimental results and estimation of theoretical models for shear walls with 9.5 mm thick plywood sheathing and 305 mm stud spacing.

벽의 이론모형 I 및 II의 입력자료로 사용되었다. 9.5 mm 두께의 합판을 덮개재료로 사용하고 스타드를 305 mm 간격으로 배치한 전단벽의 단순증가 하중하중 수 하에서의 전단시험 결과 및 이론모형의 예측치는 Fig. 7과 같다. Fig. 7에서 보면 실제 전단시험 결과 및 이론모형이 모두 3개의 직선구간으로 나타났으나 모형의 예측치가 실제시험에 비하여 초기 변위에서는 약간 높은 하중을 나타내었다. 전반적으로 이론모형의 예측치는 실제 시험결과보다 작은 변위인 20 mm 정도에서 하중의 증가속도가 현저하게 감소하는 경향을 나타내었다. 모형 I의 예측치는 전체적으로 모형 II의 예측치보다 매우 높은 값을 나타내었다.

Fig. 8은 두께 11.1 mm의 OSB를 덮개재료로 사용

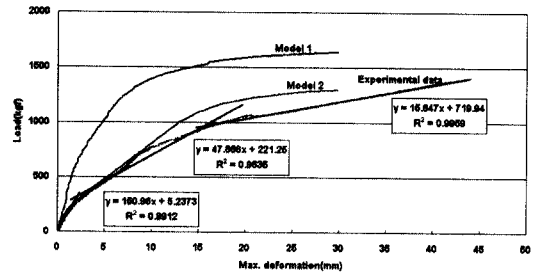


Fig. 8. Experimental results and estimation of theoretical models for shear walls with 11.1 mm thick OSB sheathing and 305 mm stud spacing.

하고 스타드를 305 mm 간격으로 배치한 전단벽의 단순증가하중 하에서의 전단시험 결과 및 이론모형의 예측치이다. Fig. 8에서도 전단벽의 시험결과 및 이론모형의 예측치는 3개의 직선구간으로 나타낼 수 있었으며 모형 II의 예측치는 Fig. 8의 경우보다 실제 시험결과와 유사한 값을 나타내었다. Fig. 8에서도 모형 I의 예측치는 매우 높은 값을 나타내었고 전체적으로 약 20 mm 정도의 변위에서 하중변위곡선의 기울기가 현저하게 감소하는 경향을 나타내었다.

Fig. 7 및 8에서 보면 단순증가하중 하에서 전단벽의 전단거동은 크게 3개의 직선 구간으로 나타낼 수 있으며 이 직선식들은 Fig. 7 및 8에 수록된 바와 같다. 이론모형 I 및 II의 예측치는 일반적으로 초기 변위 하에서는 실측치보다 높은 값을 나타내었고 모형 II의 예측치가 모형 I에 비하여 비교적 정확한 값을 나타내었다. Fig. 7과 8에서 보면 이론모형의 예측치들도 실측치와 비슷하게 수평하중 하에서 3개의 직선 구간으로 나타낼 수 있었다. 이들 모형의 정확도는 보다 다양한 재료, 구성 및 하중 조건 등을 적용하여 검증할 필요가 있으며 앞으로 Fig. 2의 실제 시험결과를 반영하여 못접합부의 수직 및 수평변위를 모두 고려한 이론모형의 개발이 필요할 것으로 생각된다.

4.3. FPL 모형과의 비교

이 연구의 모형과 전단벽에 대한 FPL 모형(Tuomi and Gromala, 1977)의 예측 정확도를 비교하였다.

FPL모형은 전단벽의 하중-변위거동을 연속적으로 예측하는 것은 아니며 최대저항력만을 계산하는 모형으로서 식 (11)과 같이 표현된다.

$$R = N \cdot S_r [(K_n + K_m)_p + (a^2 K_{na} + b^2 K_{nb} + a^2 K_{ma} + b^2 K_{mb})_s] + S_F \quad (11)$$

여기서 R = 전단벽의 최대 전단강도
 S_r = 못접합부의 전단강도
 K_i = 전단벽의 전단계수
 a = 전단벽의 내부 못박기 높이와 전단벽의 외측 높이의 비
 b = 전단벽의 내부 못박기 나비와 전단벽의 외측 나비의 비
 S_F = 스티드 골조의 강도

식 (11)의 계수값은 Tuomi and Gromala(1977)의 논문에 주어진 값을 적용하였으며 9.5 mm 합판 덮개 전단벽과 11.1 mm OSB 덮개 전단벽에 대한 전단강도를 계산하면 각각 541 kgf 및 617 kgf를 얻을 수 있다. FPL모형은 전단벽의 설계 허용전단강도를 계산하는 식으로서 이 연구의 모형과 직접 비교는 어려우나 FPL모형에 의하면 이 연구 결과의 2번째 구간 내에 속하는 값을 설계 허용전단강도로 산출할 수 있었다.

5. 결 론

이 연구에서는 전단벽에 사용되는 각각의 못접합부에 대한 전단시험 결과로부터 전단벽의 찌그러짐 저항을 예측하는 이론모형을 개발하였다. 여러 가지 가정을 통하여 두 가지의 이론모형을 개발하였으며 이 모형들의 예측 정확도를 실제 전단벽에 대한 시험을 통하여 검증하였다.

못접합부의 강성은 덮개재료보다 스티드 부재의 섬유방향에 큰 영향을 주었으며 스티드의 섬유방향에 평행한 하중이 작용할 경우에 높은 강성을 나타내었다. 못접합부의 하중-변위곡선은 3개의 직선구간으로 나타낼 수 있었으며 마지막 세 번째 직선구간은 기울기가 거의 0을 나타내었다.

전단벽에 대한 하중-변위곡선도 3개의 직선구간으로 나눌 수 있었으며 이 연구에서 개발된 이론모형들도 3개의 직선구간으로 나눌 수 있는 예측치를 나타내었다. 이론모형 I의 예측치는 실측치보다 높았으며 이론모형 II의 예측치는 실측치와 매우 유사하여 앞으로 좀더 많은 시험을 통하여 검증되고 보완된다면 전단벽의 찌그러짐 강도 예측 모형으로 적용 가능성이 높다고 할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 기술표준원. 2000. 목구조 철물접합부의 전단 시험 방법. KS F 2153.
2. 기술표준원. 2001. 경골목조 전단벽의 전단 시험 방법. KS F 2154.
3. Falk, R. H. and R. Y. Itani. 1988. Prediction of diaphragm displacement. pp. 766~773 in Proceedings of the 1988 International Conference on Timber Engineering Vol 2, R. Y. Itani ed., September 19~22, Seattle, Washington, USA.
4. Foschi, R. O. 1977. Analysis of wood diaphragms and trusses Part 1: Diaphragms. *Canadian Journal of Civil Engineering* 4(3): 345~352.
5. Hayashi, K. 1988. Studies on methods to estimate the racking resistance of houses with wooden wall panel sheathing. pp. 774~783 in Proceedings of the 1988 International Conference on Timber Engineering Vol 2, R. Y. Itani ed., September 19-22, Seattle, Washington, USA.
6. Itani, R. Y., R. L. Tuomi, and W. J. McCutcheon. 1982. Methodology to evaluate racking resistance of nailed walls. *Forest Products Journal* 32(1): 30~36.
7. Niu, K. T. and K. G. Gebremedhin. 1996. Three-dimensional building stiffness model for post-frame buildings. pp. 45~52 in Proceedings of the International Wood Engineering Conference Vol 2, K. A. Gopu ed. October 28~31, New Orleans, Louisiana, USA.
8. Polensek, A. 1976. Finite element analysis of wood-stud walls. *Proceedings of ASCE* 102(ST7): 1317~1335.
9. Polensek, A. 1976. Rational design procedure for

- wood-stud walls under bending and compression loads. *Wood Science* 9(1): 8~20.
10. Polensek, A. 1977. Strength and stiffness of walls with wood and steel studs. *Forest Products Journal* 27(2): 45~53.
 11. Polensek, A. 1982. Effects of construction variables on performance of wood-stud walls. *Forest Products Journal* 32(5): 37~41.
 12. Polensek, A. and D. S. Gromala. 1984. Probability distributions for wood walls in bending. *Journal of Structural Engineering* 110(3): 619~636.
 13. Tuomi, R. L. 1978. Racking strength of wood-frame walls. National Bureau of Standards Pub. 523.
 14. Tuomi, R. L. and D. S. Gromala. 1977. Racking strength of walls: let-in corner bracing, sheet materials, and effect of loading rate. USDA Forest Products Laboratory Res. Pap. FPL 301.
 15. Tuomi, R. L. and W. J. McCutcheon. 1978. Racking strength of light-frame nailed walls. *Proceedings of the ASCE* 104(ST7): 1131~1140.