

공학목재의 9층 사무소 건물 적용 가능성 연구

A Study on Potential of Engineered Wood for 9-story Office Buildings

추유림¹⁾ · 김태완^{1)*} · 김승래¹⁾

Chu, Yurim¹⁾ · Kim, Taewan^{1)*} · Kim, Seung-Rae¹⁾

¹⁾강원대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

The need for eco-friendly building materials such as engineered wood has increased to reduce carbon emissions. Although the range and height of engineered wood buildings are gradually increasing in North America and Europe, engineered wood is mainly used for low-rise residential buildings in Korea. In order to reduce carbon emissions more, therefore, it needs to expand the use of engineered wood by applying it to various buildings with different uses or more stories. With this background, the aim of this study is to investigate the applicability of engineered wood for 9-story office buildings. Since a 9-story building with engineered wood only is not allowed in KBC, an example building has RC ordinary shear walls as the lateral force resisting system while engineered wood is only used for gravity load resisting moment frames. Another example building is also used for comparison where both lateral and gravity load resisting systems are designed by RC. The applicability of engineered wood is investigated by comparing the seismic performance and the amount of carbon emission of both buildings. The result shows that the seismic performance of both buildings was not significantly different while the amount of carbon emission of the engineered wood building was much less than the RC building. Based on this result, engineered wood is sufficiently applicable to 9-story office buildings even though it still needs to pay attention to the shear design of reinforced concrete walls.

Key words: Engineered wood, Carbon emission, Office building, Nonlinear dynamic analysis, Seismic performance evaluation

1. 서론

1824년 영국의 Joseph Aspdin이 이전에 비해 높은 강도를 갖는 시멘트를 제조하는 데 성공한 이후, 관련 기술이 비약적으로 발전하면서 콘크리트는 건설 분야에서 매우 흔히 사용하는 재료가 되었다. 콘크리트가 갖는 우수한 내구성과 용이한 자재수급, 비교적 단순한 시공, 경제성 등 다양한 장점으로 인하여 콘크리트 건물의 비중은 꾸준히 증가하고 있는 추세이다. 그러나 콘크리트를 이루는 주요 자재인 시멘트를 생산하는 과정에서 많은 양의 이산화탄소(CO₂)가 발생한다는 것은 등한시할 수 없는 사실이며 건설 분야의 CO₂ 배출량을 줄이기 위해 목재와 같은 친환경 건축 재료의 필요성이 증대되었다.

한편 일반 목재는 쉽게 부패하며 함수율에 따른 변형이 크고 갈라짐, 웅이 등 목재 자체가 가지는 흠 때문에 품질이 균일하지 못한 점 등 여러 단점이 존재한다. 따라서 이러한 일반 목재의 성질을 개량한 공학목재(Engineered

Wood)가 등장하였다. 공학목재는 구조 계산이 가능하며 일반 목재로는 불가능한 치수 및 강도를 가진 부재를 제작할 수 있기 때문에 목조 건축의 가능 범위를 확장할 수 있다. 공학목재의 종류는 일반적으로 구조용 판재(합판, OSB 등), I-Joist, LVL (Laminated Veneer Lumber), Glulam (Glued Laminated Timber)으로 나눌 수 있다. 특히 Glulam은 규정된 강도등급에 따라 목재 층재를 섬유와 평행한 방향으로 집성하여 접착한 것으로 구조용 집성재라고도 불리며 주로 골조 부재에 많이 사용한다. 또한 층재를 직교로 배치하여 집성한 것을 CLT (Cross Laminated Timber)라고 하며 이는 주로 벽체나 바닥판과 같은 면재로 사용한다.

일찍이 북미나 유럽 등에서는 자국에서 생산되는 수종들에 대한 기초연구를 토대로 공학목재의 규격을 표준화하였으며 부재 설계에 대한 핸드북도 잘 마련되어 있는 편이다. 과거에는 공학목재를 5층 이하의 저층 구조물에 적용하였지만, 활발한 연구 및 CLT의 발전으로 영국의 런던에는 9층, 호주 멜버른에서는 10층의 목조 아파트가 건설되었고 가장 최근, 캐나다에서는 총 건물 높이가 53 m인 18층 규모의 CLT 목조 기숙사가 건설되었다(Fig. 1). 이와 같이 벽식 구조로 계획할 수 있는 용도의 건물은 CLT를 사용한 고층화가 가능하다. 그러나 상업용 건물이나 사무소 같은 경우는 벽식 구조로 계획하기 어렵기 때문에 이러한 용도의 건물에는 Glulam 골조가 주

*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received March 20, 2017; Revised June 1, 2017; Accepted June 2, 2017)

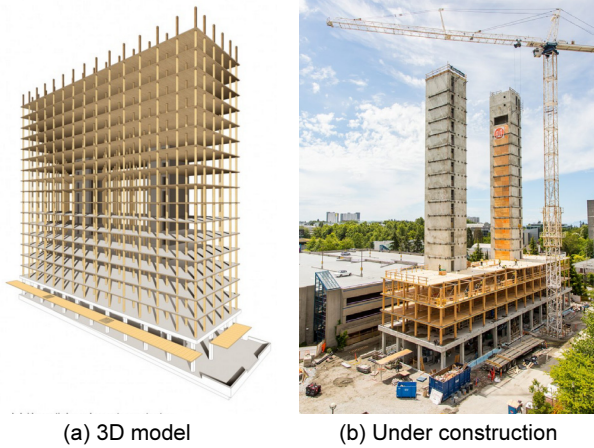


Fig. 1. University of British Columbia dormitory, CANADA [1]

로 사용된다. 5층 이상 건물의 경우에는 Glulam 골조를 단독으로 사용하기 보다는 철근콘크리트 (RC) 전단벽이나 철골 가새와 함께 사용하는 경우가 많다.

이렇듯 북미나 유럽 국가들을 중심으로 공학목재 건물의 범위 및 높이가 점차 증대되고 있는 반면 국내에서는 주로 저층 주거용 건물로 그 용도가 국한되어있는 편이다. 그런데 건축물에 목재의 사용을 확대하려는 가장 중요한 이유는 이산화탄소 배출 증대로 인한 지구온난화 문제를 해소하기 위함이다. 따라서 저층 주택과 같은 소규모 건물보다는 규모가 더 큰 근린생활시설 등에 목재를 적용하는 것이 탄소 배출을 감소하는데 있어 더욱 효과적일 것이다. 특히 국내의 사무소 건물은 대부분 중 고층인데다 RC로 이루어져 있기 때문에 여기에 공학목재를 적용할 수 있다면 보다 많은 양의 탄소저감이 가능할 것이다.

이러한 배경으로 본 연구에서는 9층 사무소 건물에 대한 공학목재의 적용 가능성 조사를 목적으로 하였다. 이를 위해 국내의 일반적인 사무소 용도에 적용하는 평면 형태를 선택하여 공학목재로 설계하였다. 단, 국내 건축구조기준 (KBC2016) [2]에는 목조건축물에 대한 높이 제한이 있기 때문에 목재 단독으로는 고층 건물에 적용할 수 없다. 따라서 횡력저항시스템은 기준에 명시되어있는 ‘건물골조시스템’의 보통 RC 전단벽을 선택하였다. 공학목재는 보와 기둥으로 구성된 골조에만 적용되었다는 것을 주지한다. 이와 함께 골조 부분을 RC 보 및 기둥으로도 설계하여 두 재료간의 내진성능과 탄소배출량 비교를 통해 공학목재의 적용 가능성을 평가하였다. 내진성능의 비교는 KBC2016에 따라 예제 건물의 성능 수준 및 목표를 정하고 목표스펙트럼가속도에 맞도록 선정 및 보정한 지진파를 사용하여 비선형 동적해석을 수행하고 이를 통해 전체 건물의 거동과 각 부재의 성능을 평가하는 방법으로 수행하였다. 탄소배출량은 각 건물에 존재하는 RC 부재들의 질량 (mass)을 이용하여 간략하게 산정하였다.

2. 예제 건물

예제 건물의 평면은 Fig. 2와 같이 국내에서 흔히 볼 수 있는 근린생활시설 (사무소)의 형태를 선택하였다. 그림에서 벽체와 골조의 배치를 살펴보면, 계단실 등을 이루고 있는 벽체가 평면의 한쪽에 집중되어 있고 그 이외

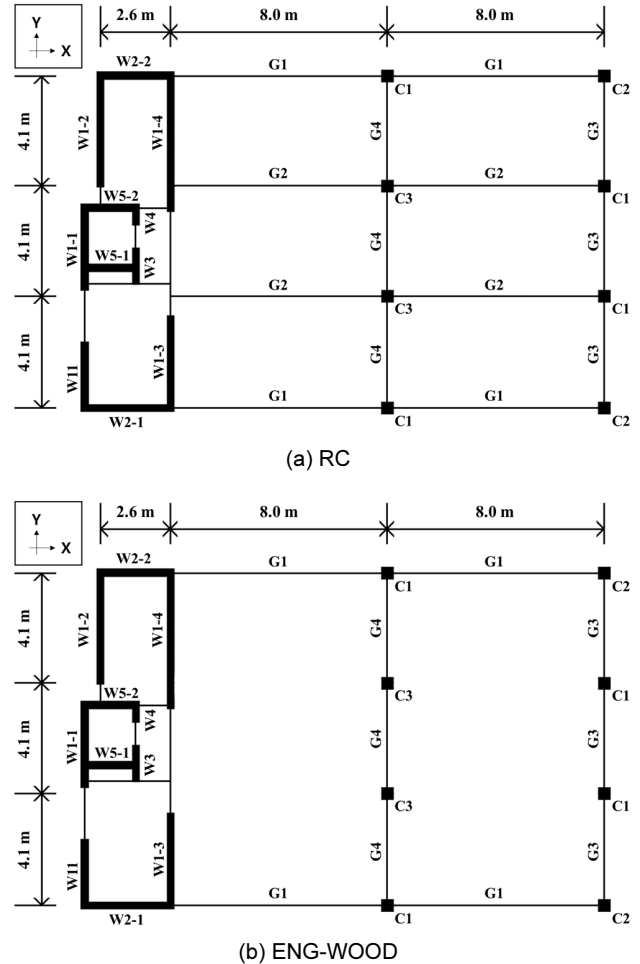


Fig. 2. Plan of example buildings

의 공간은 모두 골조가 차지하고 있다. 이러한 벽체의 배치는 구조적 안정성에 기인한 것보다는 건축적인 필요에 의한 것으로 볼 수 있다. 층수는 앞서 언급했듯이 9층이며 한 층의 층고가 4 m, 건물의 총 높이는 36 m이다.

Fig. 2에서 알 수 있듯이 두 예제 건물은 계단 및 엘리베이터가 위치한 곳에 RC 전단벽을 동일하게 가지고 있다. 반면 평면의 대부분을 차지하고 있는 사무소 용도의 공간은 공학목재 (ENG-WOOD) 및 RC 골조로 구성되어 있다. 이때 기둥의 위치는 동일하나 재료에 따라 슬래브 형식 및 보 배치를 달리하였다. 먼저 RC 골조 (Fig. 2(a))는 일반적인 보-슬래브 구조로 계획하였으며 슬래브의 두께는 150 mm이다. 공학목재 골조 (Fig. 2(b))인 경우에는 일정한 크기로 제작된 150 mm의 CLT 패널과 100 mm의 콘크리트를 합성한 바닥판이 보 부재 (G3 & G4) 위에 얹히는 형태로 가정하였다. 이때 슬래브하중은 1방향으로 G3 & G4에 전달되므로 그림에 나타나 있듯이 내부에는 보가 없다. 다만 외부 둘레 위치한 보 (G1)은 건축적인 완성을 위해 비록 하중을 지지하지는 않지만 설치하였다.

예제 건물의 설계는 KBC2016 [2]에 따라 진행하였으며 지진하중 산정을 위한 지역계수는 0.176 g, 중요도 계수는 1.0, 지반종류는 S_D로 가정하였다. 또한 지진력저항시스템은 건물골조시스템의 철근콘크리트 보통전단벽을 선택하였으며 이에 대한 반응수정계수 (R)은 5.0이다. 콘크리트와 철근의 공칭강도는 각각 24 MPa, 400 MPa이며 극한강도설계법으로 부재

의 단면 및 철근배근을 결정하였다. 반면, KBC에서 목구조 설계는 허용응력설계법을 따르도록 명시되어 있으므로 기준의 항목들에 따라 계산된 설계허용응력을 넘지는 않지만 이에 매우 근접하도록 부재단면을 결정하였다. 보 부재의 양단은 편집함으로 가정하여 설계하였다. 단부는 볼트접합부로 설계하였으며 이를 위해 기준에 따라 볼트 1개의 전단내력을 산정한 후 탄성해석을 통해 얻어진 보 양단의 전단력을 전단내력으로 나누어 해당 접합부에서 필요한 볼트 개수를 산정하였다. 이때 볼트 직경은 16 mm를 사용하였고 공학목재의 수종은 국내산 낙엽송, 등급은 대칭 다른등급, 10S-30B를 사용하였다. RC 건물과 공학목재 건물의 설계에 사용한 고정하중 및 활하중을 Table 1에 나타내었으며 여기에서의 기준중 활하중은 일반사무실에 해당하는 2.5 kN/m²에 칸막이 하중 및 기타 추가적인 하중을 고려하여 결정된 값이다. 예제 건물의 골조 설계를 위한 최대 중력하중 조합은 설계법의 차이로 인해 RC는 1.2DL+1.6LL, 공학목재는 1.0DL+1.0LL을 사용하였다.

국내 실무에서 RC 전단벽을 가진 건물골조시스템을 설계할 때 벽체와 골조를 모두 함께 모델링하여 해석 및 설계하는 경향이 있다. 그러나 본 연구에서는 두 건물의 성능을 명확히 비교하기 위해 횡력저항시스템과 중력저항시스템을 구분하여, 벽체가 모든 횡력에 저항하고 골조는 중력하중에만 저항하는 것으로 설계하였다. Table 2는 RC 건물과 공학목재 건물의 설계된 부재 크기를 정리한 결과다. RC 건물에서 보의 주철근비는 1.0%, 기둥의 주철근비는 2% 내외가 되도록 설계하였다. 벽체를 살펴보면, 우선 콘크리트와 목재의 단위중량은 약 24 kN/m³, 5 kN/m³이고 설계지진력은 건물의 무게에 비례하기 때문에 단위중량과 부재의 크기가 더 큰 RC 건물의 설계지진력이 공학목재 건물보다 더 크다. 따라서 RC 건물의 벽체가 더 두껍게 설계되었는데, 이는 두 예제 건물 벽체의 수직·수평 철근비를 유사한 수준(수직철근비는 1.5% 내외, 수평철근비는 0.35% 내외)으로 유지했기 때문에 벽체 두께에서 차이가 발생한 것이다. 결과적으로 RC 건물의 무게는 24949 kN, 공학목재 건물의 무게는 15556 kN으로 RC 건물이 상대적으로 크게 나타났다.

Table 1. Gravity loads for design by KBC2016 (kN/m²)

Story	RC		ENG-WOOD	
	Dead Load	Live Load	Dead Load	Live Load
Typical	5.34	3.50	4.80	3.50
Roof	6.30	1.00	4.04	1.00

Table 2. Dimensions of section (mm)

Element	Section	RC	ENG-WOOD
Girder	G1	300 × 500	160 × 530
	G2	350 × 550	-
	G3	300 × 500	160 × 530
	G4	350 × 550	160 × 760
Column	C1	500 × 500	360 × 360
	C2	350 × 350	300 × 300
	C3-1 ¹⁾	600 × 600	480 × 480
	C3-2 ²⁾	450 × 450	
Wall		300	200

¹⁾1F-4F, ²⁾5F-9F

3. 해석 모델

두 예제 건물의 내진성능을 비교하기 위해 구조해석 프로그램인 Perform-3D [3]를 이용하여 비선형동적해석을 수행하였다. 비선형해석 모델에 사용된 RC 재료의 강도는 기대강도를 사용하였는데 이때 기대강도계수는 대한건축학회의 ‘공동주택 성능기반 내진설계 지침’ (이하 지침) [4]을 참고하여 결정하였으며 콘크리트와 철근에 각각 1.2와 1.1을 사용하였다. 콘크리트의 재료 탄성계수는 KBC2016 [2]의 보통중량골재를 사용한 콘크리트의 식인 $E_c = 8500 \sqrt{f_{ck} + \Delta f}$ (MPa)을 이용하여 산정하였다. 이때 Δf 는 본 연구에서 사용한 f_{ck} 가 40 MPa보다 작기 때문에 4를 사용하였다. 예제 건물의 질량은 각 층별로 질량중심점에 집중질량으로 입력하였고 중력하중은 지침에 따라 고정하중의 1.0배, 활하중의 0.25배를 적용하였다. 또한 초기 감쇠율은 2.5%를 사용하였다. Table 3에는 해석모델의 고유주기 및 각 방향별 질량참여율을 나타내었다. 참고로 예제 건물은 벽체가 한 쪽에 집중되어있는 형태이기 때문에 비틀림이 매우 클 것으로 보일 수 있으나 벽체가 직사각형 형태로 모여 있어 실제로는 평면 비틀림이 크게 나타나지 않는다. 각 예제 건물의 해석 모델 작성에 대한 자세한 사항은 3.1 절과 3.2 절에 구체적으로 서술하였다.

3.1 RC 건물 모델링

RC 건물의 보와 기둥에는 단부에 소성힌지가 집중되는 모델을 사용하였다. 이때 소성힌지는 Perform-3D의 FEMA Hinge를 사용하였다. 힌지 속성은 모멘트-회전각 관계로 입력해야하기 때문에 각 부재들의 최대모멘트강도 및 최대회전각을 산정하였으며 항복모멘트강도는 최대모멘트강도의 96%를 사용하였다. 이때 부재의 최대모멘트강도는 기준에 명시되어있는 일반적인 방식을 통해 계산하였으며 변형능력은 ASCE 41-13 [5]을 참고하여 산정하였다. 특히 기둥의 모델링 변수는 90도 후크를 사용한 폐쇄형상세 조건, 휨 항복에 의한 요구 전단력 (V_p)과 기대강도를 사용한 기둥의 전단강도 (V_o)의 비율을 통해 Condition을 정하였다. C3 기둥의 1F ~ 4F까지는 V_p / V_o 가 1.0보다 크기 때문에 Condition iii으로 결정되었고 이에 따라 항복 후 소성구간 없이 곧바로 강도가 떨어지도록 모델링하였다. 나머지 기둥은 모두 V_p / V_o 가 1.0보다는 작지만 0.6보다 크기 때문에 Condition ii로 결정되었고 이에 따라 항복 후 소성구간을 가지다가 최대모멘트강도에 도달했을 때 강도가 떨어지도록 모델링하였다. 각 부재들의 휨에 대해서는 유효강성을 적용하였으며 이 또한 ASCE 41-13을 참고하여

Table 3. Fundamental period

Type	Mode No.	Period (sec)	Mass participation (%)		
			X-dir.	Y-dir.	Rot.
RC	1	1.31	0.73	40.00	28.75
	2	1.18	65.11	0.22	0.61
	3	0.41	0.13	26.60	44.84
ENG-WOOD	1	1.13	57.30	5.81	3.50
	2	1.08	8.58	32.19	28.92
	3	0.38	0.16	29.90	42.19

보는 0.3, 기둥은 축력비에 따라 0.3과 0.7 사이의 값을 직선보간한 유효강성계수를 사용하였다.

전단벽의 단면은 Fiber 요소를 사용하여 축력-모멘트 상관관계 및 균열로 인한 강성 저감이 자동적으로 반영되도록 하였다. 따라서 힘에 대한 비선형 거동은 콘크리트와 철근의 재료 속성에 의해 결정되므로 지침을 참고하여 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계를 정의하였다. 벽체의 전단 특성은 탄성으로 가정하였다.

3.2 공학목재 건물 모델링

공학목재 건물은 크게 RC 전단벽 부분과 공학목재 골조 부분으로 나눌 수 있다. RC 전단벽에 대한 해석 모델 작성 방법은 3.1절에 서술된 내용과 동일하기 때문에 여기서는 공학목재로 구성된 골조 부분의 모델링에 대해서만 다룬다.

공학목재 보는 부재 자체의 강도가 부족하여 한계상태에 이르기보다는 단부의 접합부에서 목재가 쪼개지는 등의 문제가 발생하면서 외력에 대한 저항능력을 잃기 때문에 보 부재 자체는 탄성으로 모델링하고, 단부에는 Moment Hinge 모델을 사용하여 볼트접합부의 모멘트-회전각 관계를 한지 속성으로 입력하였다. 이 관계를 정의하기 위해 Awaludin et al. [7]에서 제안하는 방식을 사용하였다. 먼저, 접합부의 모멘트 저항능력은 평형상태에 있는 구조물의 외부일 (External work, W_E)과 내부일 (Internal work, W_I)의 합이 0이라는 에너지 보존 법칙 (Energy conservation principle)을 이용하여 유도할 수 있다. 이때 외부일은 접합부에 가해진 휨 모멘트 (M)가 발생된 회전각 (θ)에 대하여 한 일이며 (식(1)), 내부일은 외력이 가해질 때 각 볼트의 내부력 (F)이 변위 (s)에 대하여 한 일을 모두 합한 것이다 (식(2)).

$$W_E = \int_0^{\theta_{max}} M d\theta \tag{1}$$

$$W_I = \sum_{bolts} \left(\int_0^{s_{max}} F ds \right) \tag{2}$$

에너지 보존 법칙에 의해 W_E 와 W_I 는 같으며 이를 정리하면 식(3)과 같이 접합부 볼트의 하중-변위 관계에 따른 모멘트 강도 식을 얻을 수 있다.

$$M = \frac{d}{d\theta} \sum_{bolt} \left(\int_0^{s_{max}} F ds \right) \tag{3}$$

식(3)을 이용하기 위해서는 단일 볼트 접합부에 대한 하중-변위 관계가 필요하며 이는 실험을 통해 얻을 수 있다. 실험에서는 나뭇결 (Wood grain)에 평행한 방향으로 하중을 가했을 때와 수직인 방향으로 하중을 가했을 때 각각의 하중-변위 선도 및 접합계수 (slip moduli)를 구할 수 있다. 이를 식(4)와 식(5)를 사용하여 조합한다.

$$k_{e,a} = \frac{k_{e\parallel} k_{e\perp}}{k_{e\parallel} \sin^2 \alpha + k_{e\perp} \cos^2 \alpha} \tag{4}$$

$$k_{p,a} = \frac{k_{p\parallel} + k_{p\perp}}{2} \tag{5}$$

식(4)와(5)에서 α 는 나뭇결과 각 볼트의 내부력이 이루는 각도, k_e 는 탄성에서의 접합계수, k_p 는 소성에서의 접합계수이다. \parallel 과 \perp 는 각각 나뭇결에 평행한 방향과 수직인 방향을 의미한다.

단일 볼트 접합부에 대한 하중-변위 실험결과는 지수 형태나 bi-linear 형태로 나타낼 수 있는데 후자를 이용한다면 하중-변위 관계를 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$F = k_{e,a} s ; s \leq s_e \tag{6}$$

$$F = k_{e,a} s_e + k_{p,a} (s - s_e) ; s > s_e \tag{7}$$

식(6)과(7)의 s_e 는 접합부의 하중-변위 관계에서 탄성구간의 한계값이다. 따라서 식(6)은 탄성구간, 식(7)은 소성구간을 나타내는 것이다. 이때 볼트와 회전 중심사이의 거리를 r 이라고 한다면 볼트 슬립에 의한 변위 (s)는 r 과 $\tan(\theta)$ 의 곱으로 계산할 수 있다. 만약 회전각이 매우 작다면 $\tan(\theta) = \theta$ 가 되므로 $s \cong r\theta$ 로 볼 수 있다. 이 관계를 이용하면 식(3)을 식(8), (9)로 변형할 수 있다.

$$M = \theta \sum_{bolts} (k_{e,a} r_i^2) ; s \leq s_e \tag{8}$$

$$M = \sum_{bolts} (k_{e,a} - k_{p,a}) s_e r_i + \theta \sum_{bolts} (k_{p,a} r_i^2) ; s > s_e \tag{9}$$

이러한 과정을 통해 단일 볼트에 대한 결과만으로 볼트 접합부 전체의 모멘트-회전각 관계를 예측할 수 있다. 따라서 단일 볼트 접합부에 대한 실험이 선행되어야 하지만 본 연구에서는 Gattesco and Toffolo [8]에 의해 수행된 실험체 결과 중 볼트 1개에 대한 결과를 참고하였다(Fig. 3). 이 연구에 따르면 볼트 접합부에 하중이 가해지면 어느 순간 볼트 주변의 목재가 찢어

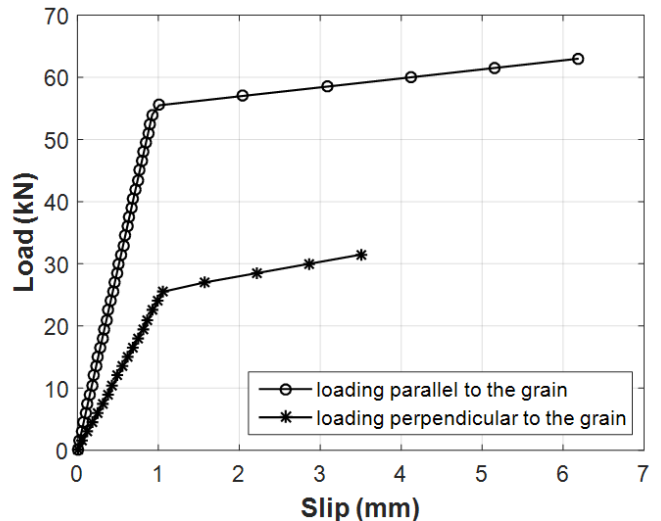


Fig. 3. Load-slip curves for single bolt joint using bi-linear model [8]

지면서 탄성구간이 끝나고 소성구간이 유지되다가 최종 파괴에 이른다.

Fig. 4는 앞서 서술한 과정을 통해 정의한 볼트 접합부의 모멘트-회전각 관계 및 볼트 접합부의 예시이다. 그림에 표시된 원문자(①~④)들은 모멘트-회전각 관계의 기울기가 변하는 시점을 표시한 것이다. ①은 접합부의 최외곽 볼트 주변에서 쪼개짐(splitting)이 발생했을 때이다. 이때는 최외곽 볼트 위치에서 소성구간에 접어드는 순간으로 이해할 수 있다. ②는 내부의 볼트 주변에서도 쪼개짐이 발생했을 때이다. 최외곽 볼트는 아직 소성구간에 있다. ③은 최외곽에서 파괴가 된 시점으로, 이 점을 지나면 접합부의 모멘트 강도가 급격하게 떨어지게 된다. 이때 내부의 볼트는 소성구간에 있다. ④는 내부도 파괴가 발생한 시점이다. 따라서 ④ 이후로는 모멘트강도가 없다.

공학목재 기둥은 Perform-3D의 P-M2-M3 Hinge를 사용하여 모델링 하였다. 이때 PM 상관곡선이 필요한데 KBC에 정의되어 있는 목재 기둥의 축응력과 휨응력의 관계식을 힘과 모멘트 관계로 변환하였다. 응력을 힘과 모멘트로 변환하기 위해 축응력에는 기둥의 단면적, 휨응력에는 단면계수를 곱하였으며 Fig. 5는 PM 상관곡선의 예시이다. 앞서 언급했듯이 현행 구조기준 [2]에서 목재 설계는 허용응력설계법을 사용하기 때문에 기준은 허용응력만을 제공한다. 따라서 대칭 다른 등급, 10S-30B에 해당하는 기준허용응력에 공학목재의 안전율인 2.1 [6]을 곱한 값을 PM 상관곡선 작성에 위한 응력값으로 사용하였다. Table 4는 공학목재 건물의 골조에 사용된 10S-30B 등급 Glulam의 기준허용응력을 나타낸 것이며 이를 통해 Glulam은 축에 따라 서로 다른 성질을 가진 직교 이방성(Orthotropic anisotropy) 재료임을 알 수 있다.

이러한 방법의 타당성을 검증하기 위해, 대표적으로 C3 기둥에 대하여 중력하중(1.0DL+0.25LL)만 작용할 때와 지진하중 작용 시의 DCR 변화

를 확인하였다. 이때 요구(Demand)는 외력에 대한 기둥의 축응력이고 능력(Capacity)은 설계기준허용응력에 2.1을 곱한 값이다. 그 결과, 중력하중만 작용할 때의 DCR은 0.32, 지진하중이 함께 작용할 시의 DCR은 0.33으로 거의 동일하게 나타났다. 이를 통해 공학목재 건물이 지진하중에 저항할 때 대부분의 하중을 벽체가 저항하며 공학목재의 DCR 변화는 거의 없음을 알 수 있다.

3.3 지진파

지침 [4]에는 시간이력해석 시, 해당 지반조건 특성을 반영한 지반운동은 7개 이상 적용하며 각각의 지반운동은 서로 직교하는 2성분의 쌍으로 구성되어야 한다고 명시되어 있다. 이를 위하여 암반에서 계측된 지진기록을 선정하고, 부지응답해석을 통해 선정된 지진기록을 해당 부지의 특성에 맞도록 조정하여야 한다. 그러나 본 연구에서는 부지응답해석을 수행하지 않고 PEER Ground Motion Database [9]로부터, 대상 부지와 지반종류가 동일한 지반에서 계측된 지진기록 7개를 선정하고 이를 조정하여 해석에 사용하였다. 목표 스펙트럼은 앞서 언급했던 KBC2016 [2]의 지진하중에 해당하는 설계응답스펙트럼의 1.5배 즉, 최대고려지진(Maximum Considered Earthquake, MCE) 수준으로 설정하였다.

지진기록 선정을 위한 조건으로 규모는 6~7, $V_{s,30}$ 은 지반종류 S_D 에 해당하는 180~360 m/s를 사용하였다. 이 조건으로 선정된 지진기록들을 예제 건물 기본진동주기(T_1)의 0.2배~1.5배에서 개별 지진기록의 제곱합제곱근(SRSS) 스펙트럼과 목표 스펙트럼 사이의 평균제곱오차(Mean Squared Error, MSE)에 따라 나열하였다. 이 중에서 목표 스펙트럼에 맞도록 조정하는 배율(Scale factor)이 1.0에 가까운 기록 7쌍을 선정하였다. 선정된

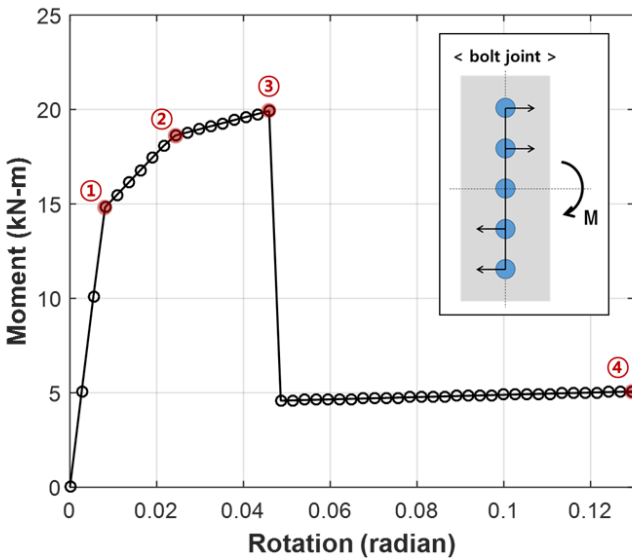


Fig. 4. Example of Moment-rotation curve at bolt joint

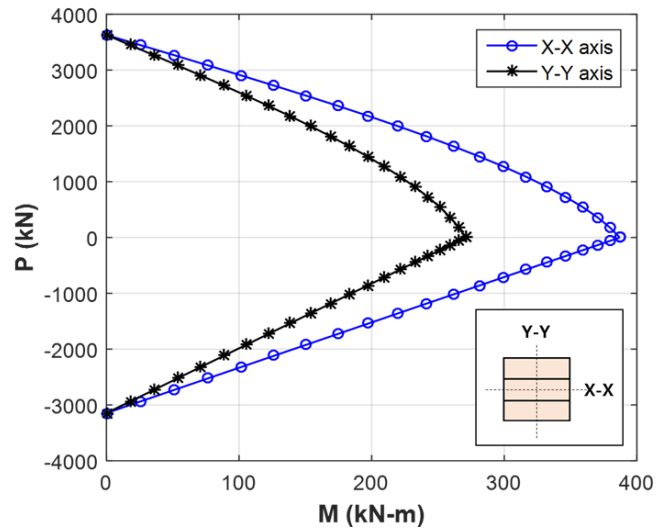


Fig. 5. Example of PM interaction curve

Table 4. Allowable Stress of Balanced Layups, 10S-30B (MPa)

Grade	Bending about X-X axis		Bending about Y-Y axis		Axially Loaded		
	$F_{b,x-x}$	E_{x-x}	$F_{b,y-y}$	E_{y-y}	F_t	F_c	E
10S-30B	10	9000	7	8000	6.5	7.5	8000

Table 5. Information on ground motions selected from PEER data base

Record Number	Earthquake Name	Year	Magnitude	Vs,30 (m/s)
68	San Fernando	1971	6.61	316.46
159	Imperial Velly	1979	6.53	242.05
161	Imperial Velly	1979	6.53	208.71
185	Imperial Velly	1979	6.53	202.89
337	Coalinga	1983	6.36	265.21
339	Coalinga	1983	6.36	307.59
346	Coalinga	1983	6.36	308.84

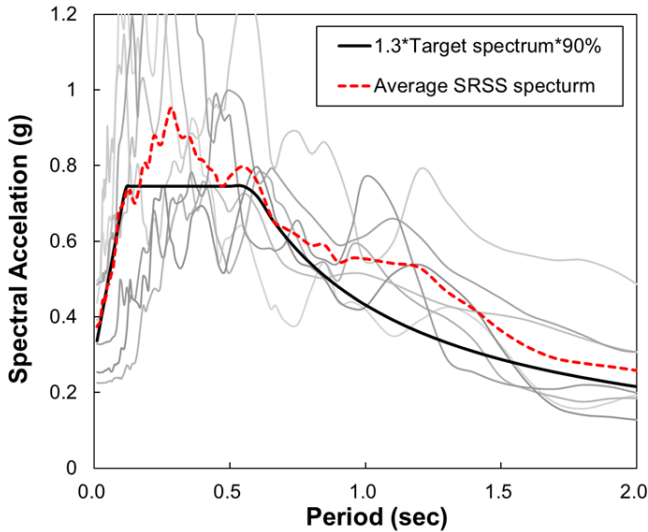


Fig. 6. Spectrum of Scaled ground motions

지진기록에 대한 정보는 Table 5에 나타내었다. 최종적으로 앞서 언급한 주기 범위(0.2T₁~1.5T₁)에서, 스케일링 되지 않은 모든 SRSS 스펙트럼의 평균 스펙트럼이 목표 스펙트럼의, 1.3배의 90%보다 크도록 조정하였으며 목표 스펙트럼, 조정된 지진기록의 SRSS 스펙트럼 및 평균 스펙트럼을 Fig. 6에 나타내었다.

4. 비선형동적해석을 통한 성능평가

예제 건물은 내진등급II에 해당하는 건물로서 KBC2016 [2]을 따라 설계스펙트럼가속도의 1.5배에 붕괴방지를 성능목표로 한다. 이를 위해 성능 수준에 부합하는 7쌍의 지진기록을 선정 및 조정하여 비선형동적해석을 수행한 후, 각 지진파 해석결과의 최대응답을 평균한 값과 허용 수준을 비교하여 건물 전체 및 각 부재별로 성능목표를 만족하는지 평가하였다. 따라서 이후 언급되는 해석결과 값은 모두 개별 지진파 해석결과의 최대값을 평균한 값이라는 점을 주지하는 바이다. 건물 전체의 성능을 평가하기 위한 항목으로는 층간변위각을 사용하였다. 각 부재별 평가 항목으로는 RC 벽체의 전단력과 회전각 및 단부 압축변형률, RC 골조의 소성회전각, 공학목재 보 양단 접합부의 회전각, 공학목재 기둥의 모멘트를 사용하였다. 참고로 벽체의 비선형 거동은 1층에 집중되므로 성능은 1층에 대해 평가하였으며 벽체 사이의 연결부들은 성능평가에 포함하지 않았다.

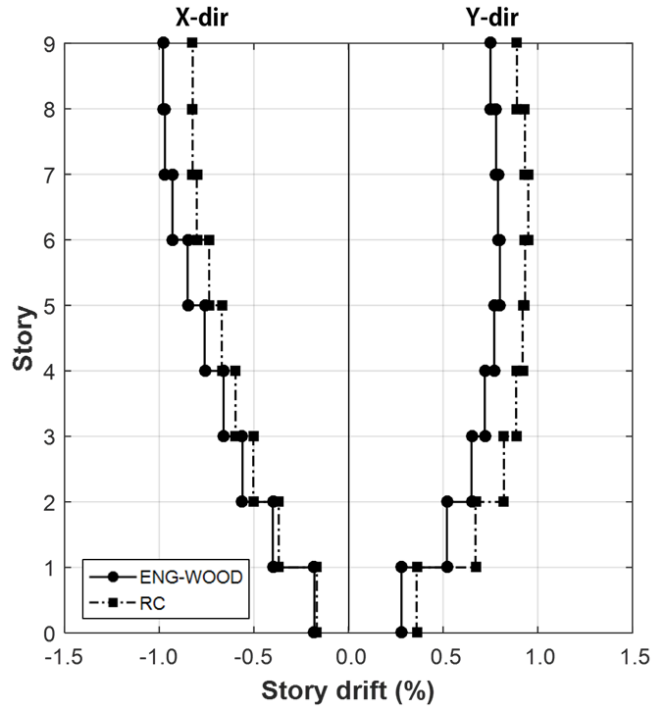


Fig. 7. Story drift of example buildings

RC에 대한 허용수준은 지침 [4]을 따랐으며 허용층간변위각과 RC 벽체의 허용 압축변형률은 각각 1.5%와 0.002를 사용하였다. 벽체의 소성회전각은 ASCE 41-13 [5]에 제시된 값을 사용하여 축력비와 작용전단력에 따라 다르게 적용하였다. 지침에 의하면 RC 벽체의 전단력은 하중지배작용에 해당하기 때문에 하중중폭계수를 곱한 소요전단력을 사용하여 성능을 평가하지만 본 연구에서는 하중중폭계수를 사용하지 않았다. RC 골조의 소성회전각 허용수준은 벽체와 마찬가지로 ASCE 41-13을 참고하여 산정하였다. 공학목재는 Park et al. [10]의 연구에서 집성재 보에 힘 하중을 가했을 때 취성파괴 양상을 보인다는 결과에 따라 변형능력이 매우 작을 것으로 보고 허용수준을 가능한 한 보수적으로 결정하였다. 따라서 보의 허용수준은 양단 볼트 접합부의 모멘트-회전각 관계에서 모멘트강도가 급격히 떨어지는 시점의 회전각으로 하였다. 기둥의 허용수준은 PM 상관곡선을 통해 얻어진 모멘트강도로 하고 기둥의 연성능력은 고려하지 않았다.

예제 건물의 층간변위각은 벽체와 멀리 떨어진 모서리 기둥인 C2 위치에서 구하였으며 Fig. 7에 각 건물의 X방향, Y방향에 대한 층간변위각을 나타내었다. 이를 통해 RC 건물과 공학목재 건물에 요구되는 층간변위각

은 모두 1% 이내로, 허용수준인 1.5%를 초과하지 않음을 알 수 있다. 또한 상층부로 갈수록 층간변위각의 크기가 점점 커짐을 알 수 있는데 이는 벽체와 골조가 함께 존재할 때, 벽체의 강성이 골조에 비해 매우 커서 건물의 전체적인 거동이 벽체에 의해 지배되기 때문인 것으로 보인다.

RC 전단벽의 단부 압축변형률과 소성회전각은 요구량이 매우 작아서 두 예제 건물 모두 허용수준을 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 RC 전단벽은 휨에 대해 성능을 만족하는 것으로 평가할 수 있다. 그러나 전단에 대한 성능을 확인해보면 두 건물 모두 일부 벽체에서 전단강도가 소요전단력보다 작은 경우가 있으며 이는 Table 6을 통해 확인할 수 있다. 이때 콘크리트의 전단강도 (V_c)는 KBC2016을 따라 축력의 영향이 없는 ($\sqrt{f_{ck}}/6$) hd 로 계산하였으며 h 는 벽체 두께, d 는 벽체 유효깊이를 의미한다.

이렇듯 강성이 상대적으로 큰 벽체가 많은 힘을 부담하게 되면서 RC 보와 공학목재 보의 요구 회전각은 매우 작게 나타났다. 따라서 RC 보의 단부 소성회전각과 공학목재 보 양단의 접합부 회전각은 모두 허용수준을 만족하였다. 그러나 RC 기둥은 최상층의 최외각 기둥 (C1, C2)에서 단부 소성회전각이 허용수준을 만족하지 못했다. 반면 공학목재 기둥은 연성능력이 없는 것으로 보고 PM 상관관계에 따른 모멘트강도를 허용수준으로 정했음에도 불구하고 모든 기둥의 모멘트가 허용수준을 초과하지 않았다. 하지만 이 결과가, 공학목재 기둥이 RC 기둥보다 강도 측면에서 반드시 우수하다는 것을 의미하는 것은 아니다. C3 기둥을 예로 들면, RC 건물에서 1층 C3의 약축에 대한 항복모멘트강도는 약 650 kN·m이지만 공학목재 건물에서는 약 110 kN·m으로 RC에 비해 매우 작다. 그럼에도 불구하고 공학목재 기둥이 허용수준을 만족한 것은 공학목재 건물일 때 벽체의 하중 분담율이 더 크기 때문이라 판단된다. 이를 간접적으로 확인하기 위해 Table 6에서 두 예제 건물의 전단력 DCR 크기를 비교해보면 RC 건물에 비해 공학목재 건물의 DCR이 대체적으로 더 큰 것을 확인할 수 있다.

이러한 결과를 통해 알 수 있는 것은 첫째, 공학목재를 사용하면 전체 건

물의 설계 밀면전단력이 줄어들어 상대적으로 작은 벽체 두께에 설계도 용이한 이점이 있지만 RC 벽체가 부담해야 하는 하중의 비율이 더 높아져 벽체의 전단 성능에는 오히려 불리하게 작용할 수 있다는 점이다. 공학목재 건물의 골조는 중력하중에 대한 설계하중조합이 D+L이고 특히, 부재의 경계 조건도 핀 접합으로 가정하기 때문에 기둥 설계 시 모멘트가 고려되지 않는다. 따라서 부재의 크기 자체도 RC 골조에 비해 작으며 재료의 탄성계수도 RC의 약 1/3배 수준이다. 횡력은 각 부재들의 상대적인 강성에 따라 분배되는데 RC 벽체와 공학목재 골조 사이의 상대적인 강성 차이가 크기 때문에 결국 벽체가 횡력을 부담하는 정도가 커지게 된다.

두 번째는 탄성설계 시 벽체의 전단에 대한 추가적인 고려가 필요하다는 점이다. 지진력저항시스템이 건물골조시스템이기 때문에 탄성설계 시 벽체가 모든 횡력을 받도록 설계하며 이때 벽체의 설계는 대부분 모멘트에 의해 좌우된다. 따라서 모멘트를 만족하도록 벽체의 두께를 결정하고 수직철근을 배근하고 나면 전단은 기본적인 수평철근 배근으로 쉽게 만족한다. 그러나 비선형해석을 통해 벽체의 성능을 평가해보면 전단성능을 만족하지 못하는 경우가 자주 발생한다. 이를 통해 기존의 설계 방식인, R값을 사용하여 낮춘 설계지진력으로 벽체의 휨과 전단을 모두 설계하는 것은 문제가 있음을 알 수 있다.

결과적으로 횡력저항시스템은 RC 전단벽으로 중력저항시스템은 공학목재 골조로 구성하는 방식은 모든 시스템을 RC로 구성하는 것과 내진성능에서 큰 차이가 없다고 볼 수 있다. 두 경우 모두 함께 적용된 RC 전단벽의 전단성능은 약간의 차이는 있지만 문제가 있는 것은 동일하다. 따라서 현재 국내에서 널리 사용되고 있는 기존의 RC 건물과 마찬가지로 공학목재 건물도 충분히 적용 가능하다는 것을 알 수 있다. 물론 공학목재의 적용은 재료 수급과 같은 다른 조건들이 함께 따라주어야 하겠지만 여기서는 구조적 성능만을 감안한 것이다.

5. 탄소배출량 비교

국토교통부에서는 건축물의 계획 및 설계, 시공, 운용, 해체 및 재활용까지의 생애주기 (Life cycle) 단계별로 탄소배출량 산정법을 제공하여 탄소배출을 관리하기 위하여 ‘시설물별 탄소배출량 산정 가이드라인 (이하 가이드라인)’ [11]을 제시하였다. 본 연구에서는 두 예제 건물의 콘크리트 사용량만을 변수로 탄소배출량을 산정하여 간략하게 비교하였다. 가이드라인에 따르면 시공단계의 탄소배출량을 산정할 때, 투입되는 자재에 의한 배출량을 산정하며 이때 CO₂뿐만 아니라 CH₄, N₂O 등 기타 온실가스도 함께 고려해야한다. 자재 투입에 따른 탄소배출량은 투입자재량과 자재의 탄소배출계수의 곱으로 산정한다. 여기에서 투입자재량은 시공단계에 투입되는 자재의 물량을 산출하여 얻은 실제 질량이어야하지만 본 연구에서는 콘크리트의 단위중량을 이용해 산정한 각 부재의 질량을 사용하였다.

Table 7은 가이드라인에 명시 되어있는 1종 포틀랜드 시멘트의 탄소배

Table 6. Shear performance of walls in example buildings

Wall ID	RC			ENG-WOOD		
	F _u	F _n	DCR	F _u	F _n	DCR
W1-1	769	1272	0.60	659	856	0.77
W1-2	1645	1739	0.95	1284	1170	1.10
W1-3	1510	1442	1.05	939	970	0.97
W1-4	2829	2078	1.36	1615	1397	1.16
W2-1	2293	1601	1.43	1460	913	1.60
W2-2	2326	1353	1.72	1619	741	2.18
W3	147	636	0.23	105	428	0.25
W4	19	705	0.03	61	374	0.16
W5-1	839	806	1.04	525	542	0.97
W5-2	611	806	0.76	481	489	0.98
W11	747	1119	0.67	598	684	0.87

Table 7. Carbon emissions factor

Material	Unit	Carbon emissions factor (tCO ₂ /unit)				Carbon emissions factor (kgCO ₂ /unit)
		CO ₂	CH ₄	N ₂ O	Total	
Ordinary portland cement	kg	9.31 × 10 ⁻⁴	2.04 × 10 ⁻⁵	1.88 × 10 ⁻⁷	9.52 × 10 ⁻⁴	0.95

Table 8. Carbon emissions of RC building

Part	Element	Mass (kg)	Carbon emissions (kgCO ₂)
Core	Slab	103.0	97.9
	Wall	755.0	717.3
Frame	Slab	651.0	618.5
	Girder & Column	473.0	449.4
Sum			1883.1

Table 9. Carbon emissions of ENG-WOOD building

Part	Element	Mass (kg)	Carbon emissions (kgCO ₂)
Core	Slab	103.0	97.9
	Wall	514.0	488.3
Frame	Slab	434.0	412.3
	Girder & Column	-	-
Sum			998.5

출계수이며 이를 이용하여 Table 8, Table 9와 같이 예제 건물의 부재별로 탄소배출량을 산정하였다. 탄소배출량을 총 합계로 비교하면 RC 건물이 공학목재 건물에 비해 약 2배 정도 더 많이 배출하는 것으로 나타났다. 이를 개별 시스템 및 부재별로 살펴보면, 먼저 core 부분은 벽체 두께의 차이로 인해 RC 건물이 약 230 kgCO₂ 더 발생하는 것으로 나타났다. 이는 전체 차이 884.6 kgCO₂의 약 26%에 해당한다. 골조 부분에서는 공학목재 건물도 슬래브에 일부 콘크리트를 사용하기 때문에 탄소배출량이 존재한다. 다만 CLT와 함께 사용하기 때문에 RC 건물 슬래브 두께의 2/3만 사용하여 탄소배출량도 2/3 정도로 나타났다. RC 건물 골조의 보와 기둥의 콘크리트양도 탄소배출에 기여하므로 그 차이는 더 커진다. 골조 부분에서 두 건물 사이의 탄소배출량 차이는 655.6 kgCO₂로 전체 차이의 약 74%에 해당한다. 결국 RC 건물과 비교했을 때 공학목재 건물은 골조에서의 목재 사용으로 인한 탄소배출량 감소뿐만 아니라 RC로 구성된 전단벽의 두께 축소로 인한 감소도 함께 얻는 장점이 있다는 것을 알 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 9층 사무소 건물을 RC 건물과 공학목재 건물로 각각 설계하고 비선형동적해석을 수행하여 구조적 성능을 비교하였다. 또한 국가에서 마련한 탄소배출량 산정법 및 탄소배출계수를 통해 두 건물의 탄소배출량을 비교하였다.

RC 건물과 공학목재 건물에 대해 전체적인 거동 및 부재별 성능을 평가했을 때, 내진성능은 큰 차이가 나지 않았다. 두 예제 건물의 모든 부재가 휨에 대해서는 허용수준을 만족하였지만 벽체의 전단에 대해서는 성능을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 예제 건물의 골조를 이루는 재료가 서로 다름에도 불구하고 성능평가 결과가 유사한 것은 결국, 벽체와 골조가 함께 존재하는 건물에서는 벽체가 전체 건물의 비선형 거동을 지배하기 때문이다. 공학목재 적용에 따른 탄소 배출 감소 효과도 물론 함께 수반한다. 이러한 결

과를 근거로 9층 사무소 건물에 대한 공학목재의 적용성은 충분한 것으로 판단된다.

단, 문제는 벽체의 전단 성능이다. 공학목재 골조는 설계하중이 작기 때문에 부재의 크기가 크지 않고 재료의 탄성계수 자체도 콘크리트에 비해 작다. 이는 RC 벽체와 공학목재 골조 사이의 큰 강성 차이를 유발하며 결과적으로는 벽체의 강도에 비해 부담해야 하는 하중이, RC 골조일 때보다 더 많아지게 된다. 결국 이러한 영향을 고려할 수 있는 적절한 설계방법이 마련되어야 할 것으로 보인다. 정도의 차이는 있지만 모든 부재를 RC로 구성했을 때도 동일한 문제가 있음을 주지한다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 국토교통기술촉진연구사업의 연구비지원(16CT-AP-C115068-01)에 의해 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Acton Ostry Architects - UBC Grey campus [Internet]. Available from <http://www.actonstry.ca/project/brock-commons-tallwood-house>.
2. AIK, KBC 2016, Korean building code-structural, Seoul, Korea; Architectural Institute of Korea, c2016.
3. CSI, Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, user guide version 5, Berkeley, CA: Computers and Structures Inc. c2011.
4. AIK, Guidelines for performance-based seismic design of residential buildings, 2016;13-33.
5. ASCE, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil engineers, c2013.
6. Pang SJ, Lee JJ, Oh JK, Evaluation of Allowable Bending Stress of Dimension Lumber; Confidence Levels and Size-adjustment, Journal of the Korean Wood Science and Technology, 2013;41(5):432-439.
7. Awaludin A, Smittakorn W, Hayashikawa T, Hirai T, M-θ Curve of Timber Connection with Various Bolt Arrangements Under Monotonic Loading, Journal of Structural Engineering, 2007;53A:853-862.
8. Gattesco N, Toffolo I, Experimental Study on Multiple-bolt Steel-to-Timber Tension Joints, Materials and Structures, 2004;37:129-138.
9. Pacific Earthquake engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database [Internet]. Available from: <http://ngawest2.berkeley.edu>
10. Park HK, Han JS, Hwang SW, A Study on the Bending Behavior Characteristics of a Glued-laminated Beam by the Small Size Thinning Timber, Journal of the Architectural Institute of Korea Structure & Construction, 2003;19(6):11-17.
11. Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT), Guideline for calculation of carbon emissions in each facilities, 2011;13-19.