ВИПРОБУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК КАРКАСНИХ БУДИНКІВ

Б. Демчина, д.т.н.

ORCID ID: 0000-0002-3498-1519

М. Сурмай, к.т.н.

ORCID ID: 0000-0002-6021-3310

Л. Вознюк, к.т.н.

ORCID ID: 0000-0001-9512-8338

І. Данкевич, к.т.н.

ORCID ID: 0000-0002-9858-2322

Я. Шидловський, аспірант

ORCID ID: 0000-0002-6021-3310

Національний університет «Львівська політехніка»

<https://doi.org/10.31734/architecture2020.21.041>

Демчина Б., Сурмай М., Вознюк Л., Данкевич І., Шидловський Я. Випробування дерев'яних двотаврових балок каркасних будинків

Будівельні конструкції з деревини мають низку переваг порівняно з іншими матеріалами. Їхні невелика питома вага, низька теплопровідність та екологічність, радіопрозорість і корозійна стійкість істотно знижують вартість та підвищують ефективність споруд. Технології склеювання деревини дають змогу виготовити конструкції будь-яких розмірів та форм. Так з'явилися нові ефективніші балки – двотаврові, з фанерною або ОСБ-стілкою та поясами із цільної або клеєної деревини. Така конструкція значно легша й дешевша порівняно з балками із суцільним дерев'яним прямокутним перерізом аналогічної несучої здатності, а виготовлення не потребує складних та вартісних пристроїв.

Розглянуто випробування двох двотаврових балок, що склалися із ОСБ-стілки, вкладеної в пази дерев'яних поясів. Сумісну роботу поясів та стінки забезпечували з допомогою поліуретанового клею. Балки випробовували як вільнооперті однопролітні з навантаженням у третинах прольоту. Визначено несучу здатність, прогин і деформації в зонах розтягу та стиску для кожного зразка та проаналізовано отримані експериментальні дані. Розглянуто результати експериментальних досліджень відповідно до схеми випробування. Руйнування обох балок відбулося в місці стикування плит ОСБ-стілки з поступовою появою тріщин у поясах. Експериментальні дані прогинів та відносних деформацій залежно від навантаження показано на графіках. Встановлено момент втрати стійкості балок з площини. Обчислено граничне розрахункове навантаження із та без розкріплення балок за довжиною. Матеріали дослідження та наведені рекомендації можуть зацікавити спеціалістів у галузі проєктування.

Ключові слова: дерев'яні конструкції, ОСБ-плита, міцність та деформативність, канадська технологія будівництва, каркасний будинок.

Demchyna B., Surmai M., Vozniuk L., Dankevych I., Shydlovskiy Y. Testing of wooden I-beams of frame buildings

Timber structures have several advantages over other materials. Their low specific gravity, low thermal conductivity and environmental friendliness, radio transparency and corrosion resistance significantly reduce the cost and increase the efficiency of structures. Wood bonding technologies make it possible to make designs of any size and shape. In this way, new, more efficient beams emerged, i.e. plywood with plywood or OSB wall and solid or glued wood belts. This design is much lighter and less expensive compared to beams with solid wooden rectangular cross-section of similar bearing capacity, and manufacturing of them does not require sophisticated and costly devices.

This article examines the test of two I-beams, consisting of OSB-wall embedded in the grooves of the wooden belts. The joint work of the belts and the wall was ensured by means of polyurethane adhesive. The beams were tested as single-span, single-span, with a third-load load. The objective of the study is to determine the load-bearing capacity, deflection and deformation in the tensile and compression zones for each sample and to analyze the obtained experimental data. The results of experimental studies according to the test scheme are considered. The destruction of both beams occurred at the junction of the OSB-wall plates with the gradual appearance of cracks in the belts. The experimental data of deflections and relative deformations depending on the load are shown in the graphs. The moment of loss of beams stability from a plane is established. The maximum design load with and without length beams is calculated. Research materials and recommendations may be of interest to design professionals.

Key words: timber structures, timber beam, OSB-board, strength and deformability, Canadian construction technology, frame house.

Постановка проблеми. Розвиток будівельної галузі сприяє пошуку нових варіантів конструкцій, які б переважали не тільки за міцнісними й деформативними параметрами, а й за значно меншою вартістю виготовлення та монтажу. До таких конструкцій належать двотаврові дерев'яні балки та колони з ОСБ-стілкою, що переважно використовують у каркасно-щитових малоповерхових будинках.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Роботу дерев'яних двотаврових балок з ОСБ-стілкою досліджували як вітчизняні, так і зарубіжні науковці. На сьогодні в Національному університеті «Львівська політехніка» під керівництвом професора Демчини Б.Г. проводять експерименти з визначення ефективного перерізу таких балок.

Виклад основного матеріалу. Конструювання будівель із дерев'яних двотаврових елементів з ОСБ-стілкою передбачає попереднє випробування їх у натурну величину. Для цього було виготовлено дві балки різного перерізу з метою визначення допустимого погонного розрахункового навантаження на кожну з них.

Дерев'яну двотаврову балку марки Б-1 було виготовлено з двох дощок перерізом 45 х 45 мм та з ОСБ-стілки 12,5 х 230 мм. Дерев'яну двотаврову балку марки Б-2 виготовлено з двох дощок перерізом 55 х 45 мм та з ОСБ-стілки 12,5 х 230 мм. Стінки з'єднували з полицями за допомогою поліуретанового клею. Проліт балок, які випробували, становив 2700 мм.

Методика випробування. Дерев'яні двотаврові балки 1 були випробувані на лабора-

торному стенді (рис. 1) у горизонтальному положенні за схемою однопролітної розрізної балки з лівою нерухомою та правою рухомою опорами [4]. Навантаження здійснювалося за допомогою домкрата 3 та розподільчої траверси 4 і прикладалося до балки у третиinah прольоту до повного їх руйнування. Величину навантаження вимірювали за допомогою опорних кільцевих динамометрів 2. Навантаження прикладалися ступенями по 50 кг кожне, витримка між якими становила 10 хв. Абсолютні деформації за висотою перерізу балки в середині прольоту вимірювали чотирма мікроіндикаторами 5 з базою 100 мм. Прогин балки вимірювали за допомогою прогиноміра Аістова 7, а просідання опор – двома індикаторами 6.

Результати випробування. За результатами проведених випробувань були побудовані експериментальні графіки залежностей прогинів балок від навантаження (рис. 2, 4) та залежностей відносних деформацій по верхній і нижній гранях балок (рис. 3, 5).

Згинальний момент у середині балок знаходили з визначення:

$$M = Pl/3 \quad (1)$$

Через згинальний момент визначили значення величини еквівалентного розподіленого навантаження, з умови, що

$$M = ql^2/8 = Pl/3, \quad (2)$$

тоді

$$q = 8Pl/3l. \quad (3)$$

Розрахункове значення погонного рівномірно розподіленого навантаження приймали із коефіцієнтами k_{mod} та γ_M згідно з [1]:

$$q_d = k_{mod} \cdot q / \gamma_M \quad (4)$$

Рис. 1. Схема завантаження балки: 1 – балка; 2 – кільцеві динамометри; 3 – домкрат; 4 – розподільча траверса; 5; 6 – мікроіндикатори; 7 – індикатори; 8 – прогиномір Аістова

Проаналізувавши результати випробувань балки Б-1, встановили два критичні моменти. Перший (т.А₁) визначений за навантаження $P_{cr,w} = 580$ кгс, коли балка досягла гранично допустимого прогину 10,8 мм, що визначали згідно з умовою [2; 3]:

$$w_{cr} = l/250 = 2700/250 = 10,8 \text{ мм.} \quad (5)$$

Другий момент – у точці перегину кривої графіка відносних деформацій поясів балки Б-1 (т. Б₁), що настав за навантаження $P_{cr,m} = 280$ кгс. Саме при цьому навантаженні балка почала втрачати стійкість із площини, після чого відбулося додаткове її закріплення.

Аналіз результатів випробувань балки Б-2 відбувався аналогічно, як і для балки Б-1, та дав змогу встановити критичні навантаження. Гранично допустимий прогин було досягнуто в момент навантаження $P_{cr,w} = 624$ кгс (рис. 4), проте точка перегину графіка (т.А₂) з'явилася вже за навантаження $P_{cr} = 580$ кгс. На графіку відносних деформацій поясів балки Б-2 точка перегину кривої графіка (т.Б₂) встановлена за навантаження $P_{cr,m} = 280$ кгс (рис. 5) – початок втрати стійкості балки з площини, після чого її також додатково закріпили.

Отже, для обох балок найменше критичне навантаження становило $P_{cr,m} = 280$ кгс – початок втрати стійкості з площини, та $P_{cr,w} = 580$ кгс – критичний прогин уже розкритих конструкцій.

Для обох випадків було обчислено розрахункове значення рівномірно розподіленого навантаження. За відсутності розкриття балок з площини максимальний згинальний момент посередині прольоту конструкції становив:

$$M = P_{cr,m} l/3 = 280 \cdot 2,7/3 = 252 \text{ кг·м.} \quad (1)$$

Через згинальний момент визначили граничне значення розподіленого навантаження

$$q_m = 8 P_{cr,m} / 3l = 8 \cdot 280 / 3 \cdot 2,7 = 276,54 \text{ кг/м.} \quad (3)$$

Розрахункове значення розподіленого навантаження на балку за відсутності розкриття з площини становило:

$$q_{d,m} = k_{mod} \cdot q_m / \gamma_M = 0,9 \cdot 276,54 / 1,25 = 200 \text{ кг/м.} \quad (4)$$

У другому випадку, за наявного закріплення балок з площини, максимальний згинальний момент посередині прольоту конструкції становив:

$$M = P_{cr} l/3 = 580 \cdot 2,7/3 = 522 \text{ кг·м.} \quad (1)$$

Через згинальний момент визначили граничне значення розподіленого навантаження:

$$q = 8 P_{cr} / 3l = 8 \cdot 580 / 3 \cdot 2,7 = 572,84 \text{ кг/м.} \quad (3)$$

Розрахункове значення розподіленого навантаження становило:

$$q_d = k_{mod} \cdot q / \gamma_M = 0,9 \cdot 572,84 / 1,25 = 412 \text{ кг/м.} \quad (4)$$

Характер руйнування конструкцій показано на рис. 6–8. Для обох балок руйнування почалося в місці послаблення стінок через стикування ОСБ-плит у приопорній ділянці, після чого з'явилися й поширилися тріщини на верхніх та нижніх поясах.

Рис. 2. Залежність прогинів балки марки Б-1 від навантаження

Рис. 3. Залежність відносних деформацій поясів балки марки Б-1 від навантаження

Рис. 4. Залежність прогинів балки марки Б-2 від навантаження

Рис. 5. Залежність відносних деформацій поясів балки марки Б-2 від навантаження

Рис. 6. Вигляд балки Б-1 у момент руйнування (за $P_u = 650$ кгс)

Рис. 7. Вихід балки Б-1 з площини (за $P_{cr,m} = 280$ кгс)

Рис. 8. Вигляд балки Б-2 у момент руйнування (за $P_u = 730$ кгс)

Висновки

1. Причиною руйнування балок було недостатньо надійне зчеплення стінок з поясами, а також розташування стика ОСБ-плит стінок у приопорній ділянці, де діяла значна поперечна сила Q .

2. Встановлення балок без розкріплення за їхньою довжиною значно занижувало розрахункову несучу здатність. У випадку випробуваних конструкцій максимальне розрахункове навантаження зменшувалося на 51,4%.

3. При досягненні в балках граничного прогину міцність окремих елементів балок було забезпечено.

4. Рекомендовано виконувати вертикальний стик ОСБ-плит стінок на віддалі не ближче ніж $\frac{1}{4}$ прольоту балки до опори.

5. Через послаблення у стінках балок у приопорній ділянці не вдалося досягнути руйнування посередині прольотів у зоні дії чистого згину.

Бібліографічний список

1. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 111 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінбуд України, 2006. 75 с.
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ: Мінбуд України, 2006. 15 с.
4. Кліменко В. З. Розрахунок елементів із клеєної деревини на поздовжньо-поперечний згин. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2013. № 3. С. 39–45.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования: [учеб. пособ. для вузов] / под ред. проф. Иванова В. А., 3-е изд., перераб. и доп. Киев: Вища шк., 1981. 392 с.

Стаття надійшла 17.01.2020