

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДВУТАВРОВЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

Стоянов В.В., Масляненко Е.В., Михайлов А.А., Дорожкин В.В.,
Горгола О.М. (Одесская государственная академия строительства и
архитектуры)

Известное конструктивное решение двутавровых деревянных балок с плоской фанерной стенкой приобрело в последние годы существенное изменение – стенку, вместо фанерной, изготавливают из ориентированно-стружечной плиты (OSB) [1].

Испытание новых типов балок, установление предельных разрушающих нагрузок и особенности характера разрушения явилось предметом исследования.

Новые типы балок изготавливаются строительной фирмой ООО «ПОЛ и К» в соответствии с ТУ УВ 2.7-22794685-001.2005.

Исследовались два типа балок длиной $l_1=6000$ мм (одна штука) и длиной $l_2=4500$ мм (две штуки). Конструктивное решение балок представлено на рис. 1.

Размеры сечений составили: для балки пролетом 6000 мм – $h_b = 320$ мм, $b_n = 84$ мм, $h_n = 43$ мм, а для балки длиной 4500 мм – $h_b = 240$ мм, $b_n = 65$ мм, $h_n = 43$ мм. Толщина стенки балок в обоих случаях одинакова $\delta_{ст} = 10$ мм, глубина защемления стенки в поясах $a_3 = 15$ мм.

Физико-механические характеристики плит типа OSB, использованных в качестве стенки, в исследуемых балках, резко отличаются от аналогичных для конструкционной фанеры марки ФСФ, в известных клефанерных балках. Так модуль упругости плит OSB составляет примерно 0.55Е, а предел их прочности на изгиб более чем вдвое меньше, чем у фанеры марки ФСФ. В качестве поясов использовалась древесина сосны второго сорта. Эти обстоятельства были учтены при расчете балок и анализе результатов эксперимента.

Расчет балок производился из условия загрузки однопролетной балки двумя сосредоточенными силами $P_{расч}$ (рис. 1б).

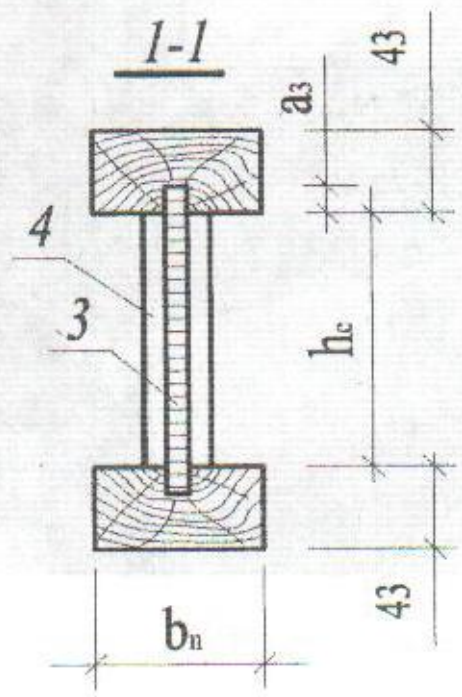
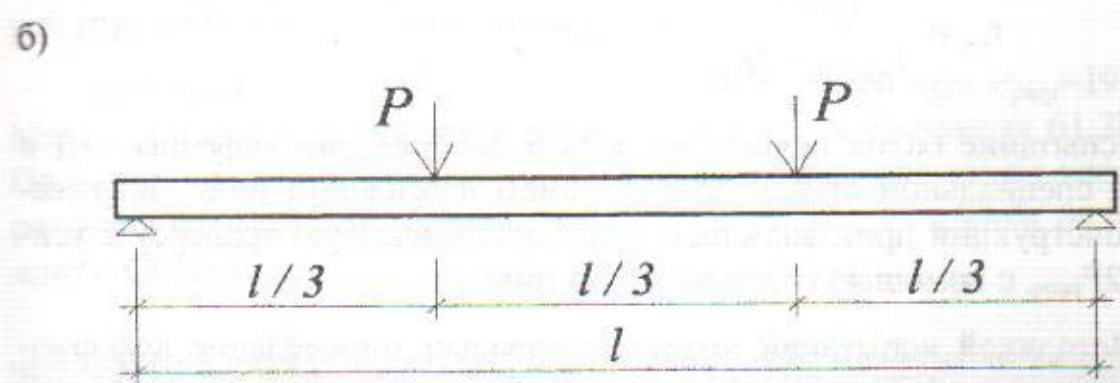
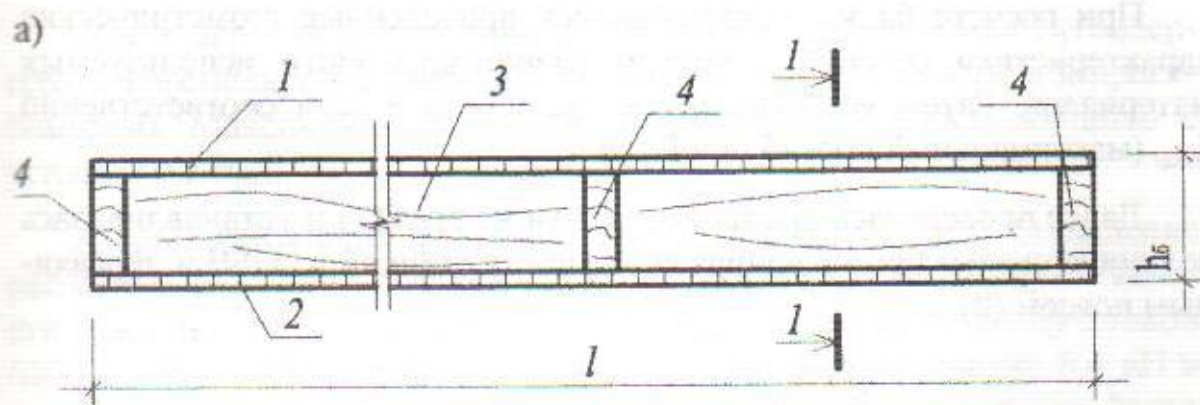


Рис. 1. Двуглавая деревянная балка со стенкой из OSB

- а) Конструктивное решение балки
 - 1 – верхний пояс,
 - 2 – нижний пояс,
 - 3 – стенка из OSB,
 - 4 – накладки из OSB
- б) Расчетная схема балки

При расчете балки использовались приведенные геометрические характеристики сечений с учетом разномодульности используемых материалов. Затем устанавливалась величина $R_{расч}$ и соответственно $f_{теор}$ (максимальный прогиб при $R_{расч}$).

Далее проверялась прочность стенки на срез (1) и устанавливалась величина скалывающих напряжений между стенкой из OSB и деревянным поясом (2).

$$\tau_{ср} = \frac{Q \times S_{np}}{J_{np OSB} \times b_{расч}} \leq R_{ср OSB} \quad (1)$$

$$\tau_{ск} = \frac{Q \times S}{J_{np OSB} \times 2a_3} \leq R_{ск OSB} \quad (2)$$

Испытание балок осуществлялось в лаборатории кафедры МД и ПК на специальном стенде, закрепленном на силовом полу. Загружение конструкций производилось через металлическую траверсу с усилием $2R_{расч}$, с помощью гидродомкрата (рис. 2).

Методикой испытаний предусматривалось определение деформаций и перемещений в центральной части балки и на ее опорах.

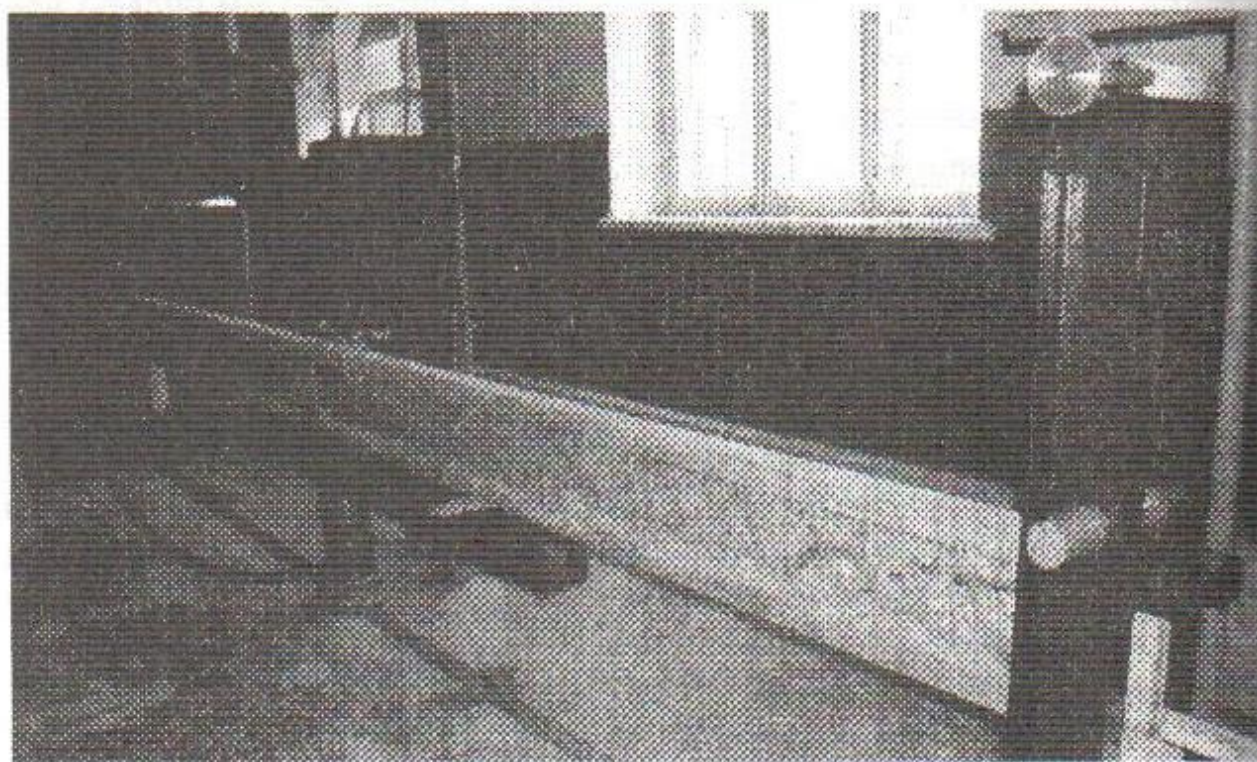


Рис. 2. Общий вид балки на испытательном стенде

Для измерения деформаций использовались тензометры Гугенбергера, а перемещения измерялись индикаторами часового типа и прогибомерами Максимова. Загружение балок производилось поэтапно с усилием $0.2 P_{расч}$.

Анализ испытаний указывает на достаточно близкое совпадение расчетных величин и результатов эксперимента как по деформативности, так и по прочности балок. Так при $P_{расч}$, т.е. когда на балку длиной 6000 мм и 4500 мм прикладывалась нагрузка соответственно 6.4 кН и 5.4 кН величина прогиба при испытании $f_{эксп}$ для обоих типов балок составила $0.87 f_{теор}$. Поэтапное нагружение балок до разрушающей нагрузки демонстрировало прямую пропорциональность между нагрузкой и прогибом в центральной части.

Двухтавовая деревянная балка длиной 4500 мм при $P_{разр}=19,0$ кН. Максимальные напряжения в районе разрушения составили 61,2МПа. По линии приложения одной из сосредоточенных сил виден характер разрушения – разрыв волокон нижнего пояса и срез стенки балки из плиты OSB (рис.3).

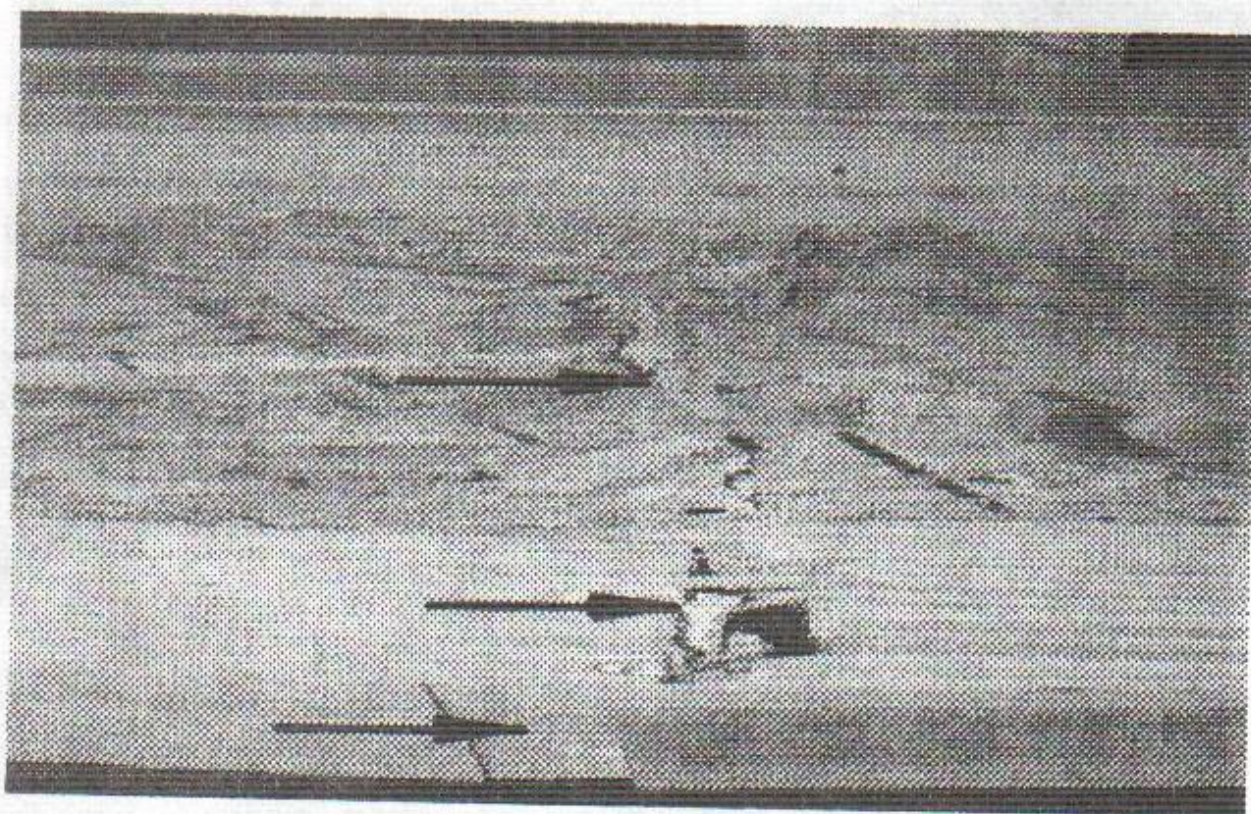


Рис. 3. Фрагмент разрушения балки.

Процесс разрушения балки в этом месте носит хрупкий характер и происходит в определенной последовательности – скалывание клевого шва между стенкой балки и поясом, далее срез стенки и разрыв нижнего пояса. Следует указать на недостаточную прочность соединения на зубчатый шип, так как разрушение наблюдалось не по цельной древесине, а по соединению.

Расчет двутавровой деревянной балки пролетом $l = 6000$ мм указывал на возможность потери устойчивости плоской формы деформирования (3) уже при нагрузке, близкой к $R_{расч}$.

$$\frac{M}{\varphi W_{прив}} \leq R_c \quad (3)$$

Действительно, при эксперименте первые признаки потери устойчивости из плоскости балки обнаружались при общей нагрузке на балку $7,0 - 8,0$ кН, а при нагрузке в $20,0$ кН балка с раскрепленным верх-

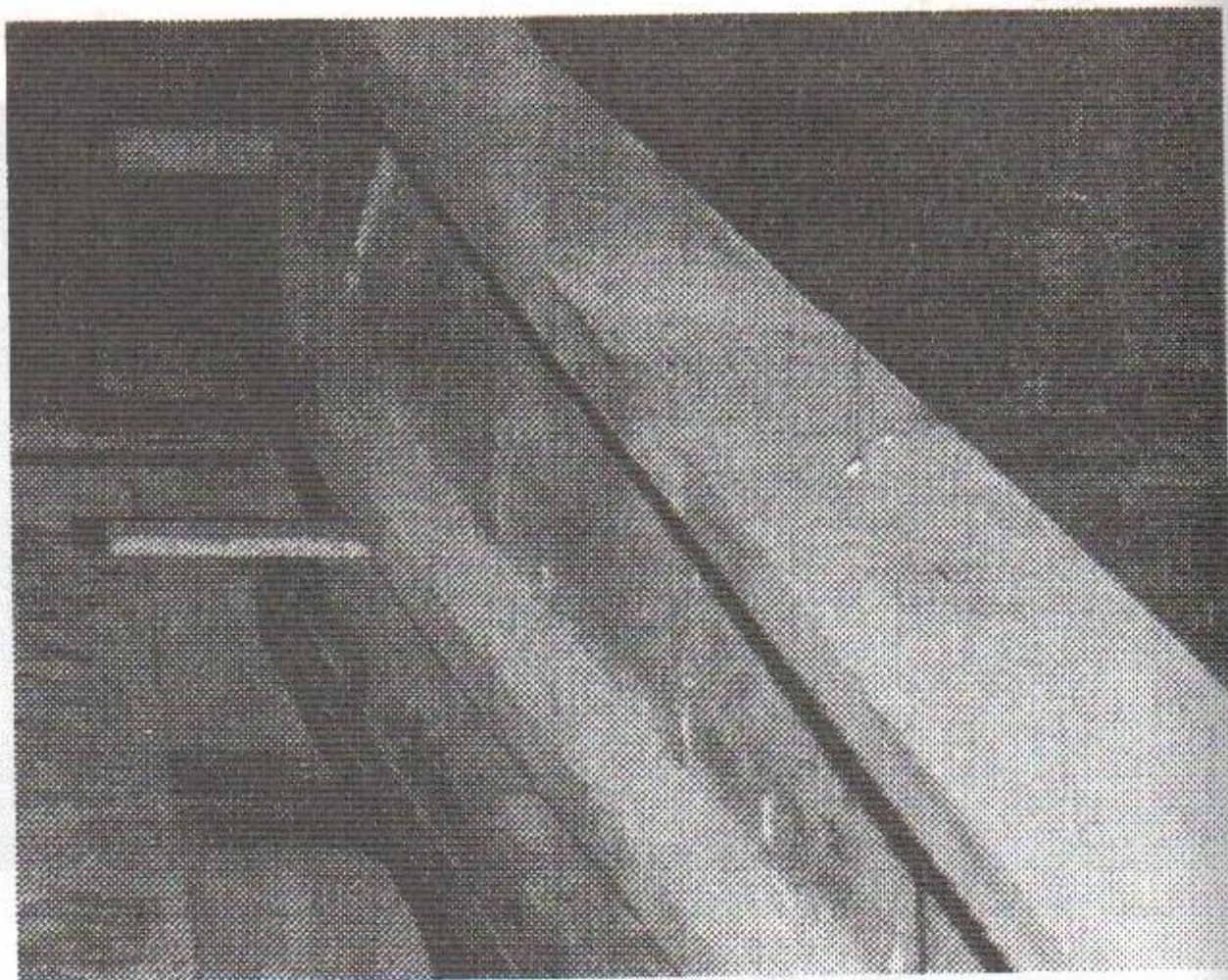


Рис. 4 Изгиб балки длиной 6000 мм из плоскости

ним поясом на опорах получила z-образный изгиб (рис.4) из своей плоскости (рис.4), а при нагрузке около 30,0 кН эксперимент был прекращен. После снятия нагрузки балка приобрела первоначальную проектную форму.

В заключении отметим, что испытания балок показали их удовлетворительную несущую способность, учитывая, что разрушающая нагрузка значительно превышала расчетную. Вместе с тем, следует предпринять некоторые конструктивные изменения решение стыка стенки с поясом, увеличить глубину заземления с 15 мм до 20 – 25 мм, а геометрию паза вместо прямоугольной заменить на трапециидальную.

Литература

1. EN 300 «Плиты ориентированностружечные. Технические условия.
2. СНиП II-25-80 Деревянные конструкции. Нормы проектирования.