

Р.Б.Орлович

УДК 624.072.23.014

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ
ДВУХПРОЛЕТНЫХ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК В ЗОНЕ
ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРЫ

Для выявления действительного напряженного состояния опорного участка подстропильных балок в зоне промежуточной опоры в БПИ были проведены лабораторные испытания натуральных фрагментов [1]. Они осуществлялись по двухконсольной схеме (рис.1) на двух типах образцов, имевших одинаковую длину (6 м), но отличавшихся конструктивным оформлением стенки в средней части. В первой серии, включавшей три одинаковых образца, стенка балки в зоне промежуточной опоры была выполнена в виде утолщенной вставки, протяженность которой соответствовала принятой в балках для реального строительства. Указанные размеры определялись расчетом по СНиП II-V.3-72, исходя из сопротивления стенки действию вертикальных напряжений от опорной реакции. Вторая серия также состояла из трех одинаковых образцов, которые отличались от основных фрагментов отсутствием в стенке вставки, устройством совмещенного (монтажного) стыка, расположенного по оси опоры и размещением опорных ребер жесткости.

Нагрузка на концах консолей и на промежуточной опоре определялась из условия создания в опорном сечении изгибающего момента, поперечной силы и местного давления, близких по своему значению соответствующим величинам расчетных нагрузок: $M = 144,0 \text{ тсм}$, $Q = 48,0 \text{ тс}$ и $P = 72,0 \text{ тс}$. Несмотря на существенные различия в конструктивном оформлении образцов обеих серий, предельная испытательная нагрузка для них оказалась практически одинаковой и равной $1,5 \div 1,7$ от расчетной. Разрушение фрагментов первой серии происходило по стыку утолщенной вставки со стенкой, когда нормальные напряжения в последней, как и в поясах, достигали предела текучести. После

появлении шарнира пластичности нижний пояс и примыкающая к нему стенка теряли местную устойчивость. В образцах второй серии характер исчерпания несущей способности был аналогичным, но переход всего сечения в пластическую стадию работы происходил по сечениям, расположенным с внешней стороны ребер жесткости. На участке между ребрами жесткости интенсивный рост нормальных напряжений происходил только внизу у примыкания тонкой стенки к нижнему поясу, где они достигали предела текучести при нагрузке, несколько меньшей расчетной.

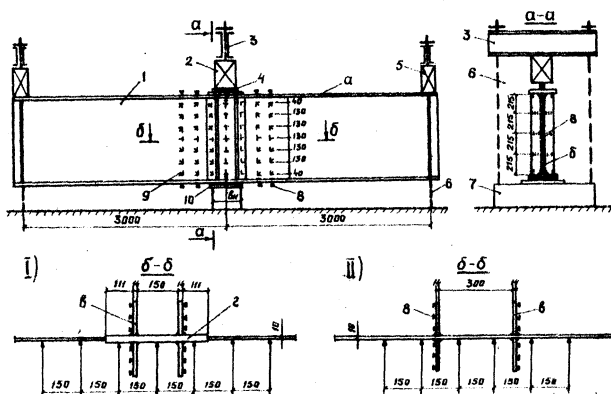


Рис. 1. Схема испытаний фрагментов опорных участков натуральных балок:
 I, II - сечения узлов опирания образцов соответственно I и II сериям; 1 - образец; 2 - гидродомкрат ГД-200; 3 - траверса; 4 - опорный брусок; 5 - гидродомкрат ГД-100; 6 - анкерная тяга испытательного стенда; 7 - опорная плита; 8 - датчики сопротивления; 9 - тензорозетки; 10 - подкладка; а - полка сечением 360x20 мм; б - стенка 860x10 мм; в - опорные ребра жесткости 860x160x14 мм.

По данным испытаний контрольных образцов среднее значение предела текучести для полок и стенки оказались приблизительно одинаковыми и равными 2500 кгс/см². Если полагать, что образование шарниров пластичности определялось нормальными напряжениями, то предельный изгибающий момент образцов первой

серии, для которых $W_x = 121000 \text{ см}^3$, должен был составить 342,0 тсм (по оси опоры), а для второй серии соответственно 208,5 тсм при $W_x = 7370 \text{ см}^3$. Значение же конструктивного коэффициента по данным испытаний для обеих серий оказалось приблизительно одинаковым и равным 0,8±0,95.

Существенное отличие экспериментальных данных от теоретических следует объяснять тем обстоятельством, что $M_T^{\text{теор}}$ определялось без учета влияния σ_x и τ_{xy} . Анализ результатов испытаний показал, что в балках со стенкой, имеющей на опоре утолщенную вставку, σ_x и σ_y от расчетных нагрузок оказались значительно меньше расчетного сопротивления (рис. 2). Отказ от устройства в стенке утолщенной вставки (образцы второй серии) привел не только к существенному возрастанию σ_x и σ_y , но и вызвал принципиальное изменение в характере их эпюр. В нижней части образца без вставки σ_x и σ_y на участке между ребрами достигали предела текучести, однако зона развития пластических деформаций была ограниченной и балка сохраняла работоспособность.

Результаты дальнейшего нагружения показали, что текучесть материала у примыкания к нижней полке не отражается на несущей способности конструкции. Как и в бистальных балках это не представляет опасности, поскольку рассматриваемый участок стенки работает в условиях ограниченной деформации. Он окружен по периметру упругоработающими нижним поясом и остальной частью стенки, что исключает возможность его разрушения до исчерпания несущей способности балки. Указанное обстоятельство позволяет отказаться от устройства утолщенных вставок и располагать сварной стык по оси промежуточной опоры. Это обеспечивает возможность изготовления конструкции из двух симметричных отправочных марок длиной по 12 м и существенно упрощает конструкцию неразрезной балки на промежуточной опоре.

Следует подчеркнуть, что расположение стыка по оси опоры имеет и отрицательную сторону, поскольку на напряженное состояние стенки могут оказать значительное влияние сварочные напряжения. Исходя из этого более целесообразно расчленив балку на два отправочных элемента равной длины с распо-

положением крупнительного стыка в зоне нулевой моментной точки, т.е. на расстоянии $a = (0,20 \pm 0,25)l$. Такое решение увеличивает надежность стыка и упрощает его конструктивное оформление. Заметим, что вынос стыка за пределы промежуточной опоры является обязательным при применении предварительного напряжения, которое обеспечивает не выравнивание пролетных и опорных изгибающих моментов, а наоборот — увеличение последнего (в этом случае регулирование напряжений осуществляется осадкой опор балки на крайних колоннах).

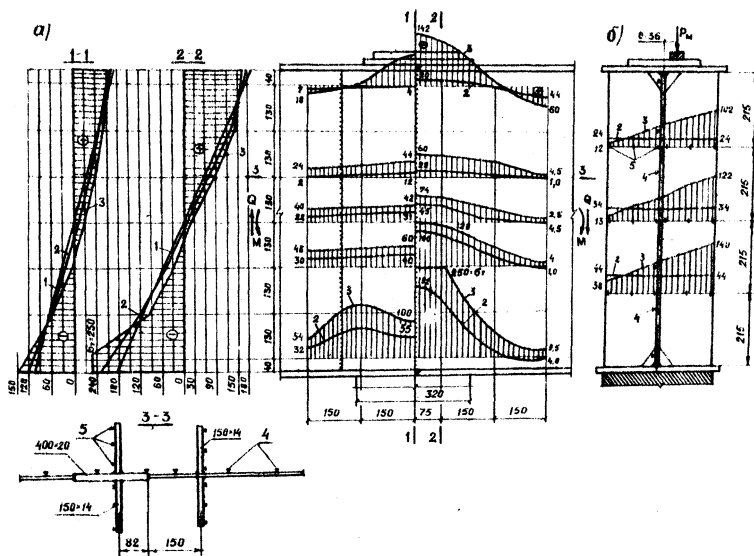


Рис.2. Эпюры нормальных напряжений в стенке и опорных ребрах жесткости фрагментов обеих серий при действии $M = 1440 \text{ тсм}$, $Q = 480 \text{ тс}$, $P = 720 \text{ тс}$ а - вид эпюр σ_x и σ_y в разных сечениях по высоте стенки; слева для I серии, справа для II серии; б - изменение σ_y в опорных ребрах жесткости при тонкой стенке; 1 - теоретические значения напряжений; 2 - экспериментальные значения приложении P_M ; 3 - экспериментальные значения от действия M , Q и P_M ; 4 - место установки розеток; 5 - то же отдельных датчиков.

Смещение испытательной нагрузки от оси стенки приводит к существенному снижению уровня напряжений σ_y в стенке, а также сказывается на работе поперечных ребер жесткости. В последнем случае эпюра σ_y получается двухзначной, однако крайние напряжения сжатия от внецентренного нагружения не превышают расчетного сопротивления. Однако следует иметь в виду, что в реальных условиях работы балка в зоне опоры может дополнительно подвергаться действию горизонтальных поперечных нагрузок от ветра или от торможения тельфера с грузом. Полученные данные показывают, что при разработке проекта опорные ребра жесткости следует рассчитывать не только на действие горизонтальных нагрузок, но и учитывать возможность их внецентренного нагружения вертикальной нагрузкой от давления стропильных ферм.

Следует также иметь в виду, что установленный СНиП на монтаж конструкций допуск $e = 0,003l$ применительно к подстропильным балкам является завышенным. При установке стропильных ферм на балку правильность их взаимного положения фиксируется установочными болтами. В этих условиях практически исключено отклонение точки приложения равнодействующей давления от двух ферм со столь большим смещением. Учитывая изложенное, допуск СНиП применительно к подстропильным балкам представляется возможным ужесточить и не учитывать его в расчете конструкций.

Результаты испытаний фрагментов позволяют сделать ряд важных для практики проектирования выводов, направленных на упрощение конструктивной формы подстропильных балок и повышение их надежности.

Это прежде всего относится к отказу от устройства утолщенных вставок в стенке за счет соответствующего развития опорных ребер жесткости. Последние рекомендуется устанавливать так, чтобы они являлись продолжением колонн, что увеличит сопротивление балок при восприятии горизонтальных поперечных усилий и обеспечит частичную передачу вертикальной нагрузки непосредственно колонне (минуя стенку). Возможный вариант закрепления подстропильной балки на стальной или железобетонной колоннах показан на рис. 3.

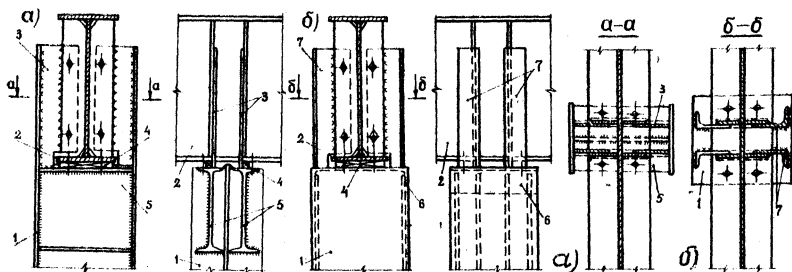


Рис. 3. Конструкция сопряжения подстропильных балок со стальными (а) и железобетонными (б) колоннами:
 1 - колонна; 2 - балка; 3 - планка крепления;
 4 - подкладка; 5 - опорный столик оголовника стальной колонны; 6 - стальной оголовник железобетонной колонны; 7 - уголки крепления.

В балках, не имеющих утолщенных вставок в стенке, напряжения имеют максимальное значение по оси опоры. Наиболее опасным участком с точки зрения возможности развития пластических деформаций является зона, расположенная между ребрами жесткости. При расчете можно полагать, что в указанной зоне наклонные касательные напряжения $\tau_{xy} = 0$ и развитие пластических деформаций в стенке характеризуются зависимостью:

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y = \sigma_T^2$$

Образование в этой зоне шарнира пластичности не влияет на несущую способность балки при условии, что пояса, усиленные сверху и снизу накладками, работают упруго. Упругая связь между поясами не теряется из-за наличия упруго работающих ребер. По этой причине несущая способность балки должна определяться по сечению, расположенному с внешней стороны ребра, где касательные напряжения τ_{xy} имеют максимальное значение. На этом участке σ_y оказывает существенное влияние только в нижней части стенки и условие развития пластических деформаций в соответствии со СНиП II-В.3-72 имеет вид

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R$$

Ширину опорной планки стропильных ферм целесообразно разбивать из условия наиболее полной передачи усилия на опорные ребра. В остальной части этот узел можно оформлять аналогично конструктивным решениям, принятым для типовых ферм. Правильность взаимного положения подстропильных балок с фермами следует фиксировать посредством установочных болтов. Это обеспечит соблюдение более жестких допусков на монтаже и позволит не учитывать в расчете балок наличие смещений в передаче сосредоточенной нагрузки от ферм.

Л и т е р а т у р а

І. ХАУТИН И.Л., ОРЛОВИЧ Р.Б., БОЯРОВИЧ Н.В., ЛАПЧИНСКИЙ АС, ЛПО Л.П. Лабораторные исследования неразрезных предварительно напряженных стальных подстропильных балок. В сб. "Экспериментальные исследования инженерных сооружений и конструкций". Минск, 1974.

И.Л.Хаутин, А.Н.Жабинский

УДК 624.072.2.2І.2

О НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСОЛЕЙ СОВМЕЩЕННЫХ ПОДКРАНОВО-ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

В Белорусском политехническом институте на протяжении ряда лет ведутся работы по исследованию совмещенных подкраново-подстропильных систем. В 1973 году выполнены лабораторные испытания крупномасштабной модели фрагмента покрытия [1, 2], а в 1974 году проведено исследование консолей для опирания подкрановых балок.

Определение несущей способности консолей выполнено на образцах натуральной величины, представлявших собой узлы реаль-