

ОБ АРМИРОВАНИИ КЛЕЕДЕРЕВЯННЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

С. М. Казбеков, Ю. Ю. Арушонок

Волгоградский государственный технический университет

Интенсивное развитие строительной индустрии из-за постоянно растущей потребности в надежности и экономической целесообразности возводимых зданий и сооружений приводит к разработке новых направлений улучшения свойств основных строительных материалов, каким, например, являются клееные деревянные конструкции. Данный вид конструкций по сравнению с другими имеет определенные преимущества, но не лишен и недостатков, к числу которых относятся такие как анизотропия механических свойств, пороки, ползучесть при длительном нагружении, большие расходы, связанные с вынужденным применением высококачественных материалов и другие. Многие недостатки можно исключить посредством армирования.

Различают два типа армирования - с предварительным напряжением арматуры и без него. При применении предварительно напряженной арматуры деформативность армированной конструкции снижается в разы по сравнению с неармированной. При обычном армировании без предварительного напряжения достигается максимальная прочность как в сравнении с неармированной деревянной конструкцией, так и по сравнению с конструкцией с предварительным напряжением арматуры. Для армирования используют стержни круглого или квадратного сечения, с гладкой поверхностью или же периодического профиля, материал стеклопластик или сталь. Совместная работа арматуры и дерева обеспечивается склеиванием специальными клеями. Одно из основных условий, предъявляемое к клеевому соединению арматуры и дерева, это превышение его прочности над прочностью дерева, при этом накопление пластических деформаций соединения при продолжительном воздействии нагрузки должно быть сведено к минимуму, а устойчивость к температурно-влажностным воздействиям должна быть максимальной. Эти требования определяют применяемый клеевой состав и технологию склеивания. При правильном соблюдении технологии соединения арматуры и дерева несущая способность обоих материалов будет использована полностью, так как предел текучести арматуры достигается раньше, чем предел прочности у древесины. По аналогии с железобетоном в правильно запроектированной конструкции арматура исключает хрупкое разрушение - даже после разрушения древесины в растянутой зоне конструкция выдерживает около 60 % разрушающей нагрузки. [1, с. 13].

Клееные деревянные конструкции в большинстве своем проектируются как сжато-изгибаемые элементы, одним из основных недостатков которых является малая прочность на сдвиг. Исключить данный недостаток позволяет использование традиционных соединений на болтах, нагелях, а

также на клеенных арматурных стержнях, ориентированных вдоль и поперек волокон. Данное расположение стержней также имеет свои минусы: возможность совпадения связей с торцевыми трещинами, концентрация напряжений именно в слоях с арматурой, сложность заполнения клеем отверстий для арматуры при большой длине элемента. Для решения этих проблем применяют армирование стержнями под наклоном 45° , которые являются более эффективными по сравнению со клеенными стержнями вдоль волокон, также это позволяет получить равнопрочные узлы и стыки за счет армирования зоны стыков.

Применение армирования в клеелесвянных конструкциях приводит к снижению расхода древесины на 30–40 %, уменьшению размеров сечения, веса конструкции на 10–22% [1, с. 50], что позволяет увеличить пролет, а также снизить затраты на дорогостоящие материалы с одной стороны, с другой же сильно возрастают затраты на изготовление армированного клеелесвянного изделия, связанные с дополнительными технологическими операциями [2, с. 121].

Для изготовления несущих клееных деревянных конструкций (КДК) используются в основном хвойные пиломатериалы 1, 2 и 3-го сортов с влажностью 10 ± 2 %, длиной от 2 до 6,5 м. Толщина слоев для армированных элементов составляет 34...42 мм. Рекомендуется проектировать клееные деревянные элементы преимущественно прямоугольного сечения постоянной высоты, что отвечает требованиям технологичности изготовления армированной конструкции, включая требования по величине защитного слоя, расстоянию между соседней арматурой. Кроме того, прямоугольное сечение обладает повышенной огнестойкостью. Высота клееного пакета определяется расчетом, но из-за технологических факторов: параметров прессового оборудования, времени жизнеспособности клея не рекомендуется принимать высоту сечения клееного элемента более 1600 мм или более $1/15$ – $1/20$ пролета [2, с. 123]. Процент армирования КДК может достигать 3,5 % [1, с. 50]. Армирование может быть одиночным, двойным или групповым, симметричным или несимметричным

Расчет КДК, в том числе армированных, ведется по методу предельных состояний согласно действующему СП 64.13330.2011. В основу методики расчета армированных клееных деревянных конструкций положена первая стадия напряженно-деформированного состояния. Считается, что связь между арматурой и древесиной непрерывна по всей длине конструкции и обеспечивает их совместную работу [2, с. 124].

Для количественной оценки эффективности армирования деревянных конструкций ниже приводятся основные результаты расчета трехшарнирной треугольной арки с затяжкой, показанной на рисунке 1, в двух вариантах: с армированием верхнего пояса (вариант 1) и без него (вариант 2).

Пример расчета по варианту 1 взят из [1, с. 37–42].

Расчет арки производился на сумму постоянной нагрузки интенсивностью $g = 6,0$ кН/м временной снеговой нагрузки интенсивностью $p_{сн} = 6,0$ кН/м.

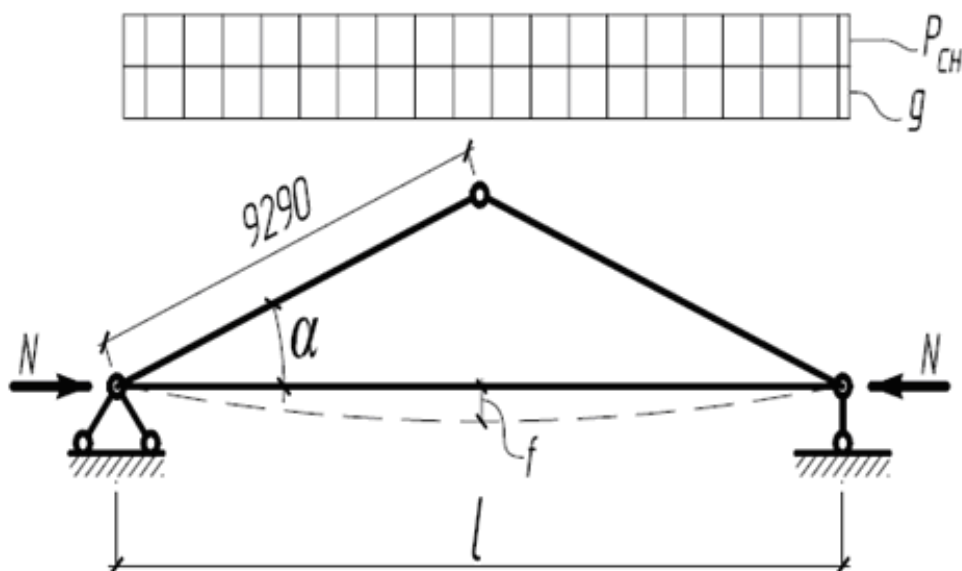


Рис. 1. Расчетная схема арки

При расчете армированного сечения учитывалось перераспределение усилий между арматурой и древесиной, которое происходит в процессе эксплуатации вследствие изменения физико-механических свойств древесины [2, с. 124]. В результате этого перераспределения происходит разгрузка древесины и догрузка арматуры. При расчете и проектировании поперечного сечения армированной КДК используются приведенные геометрические характеристики сечения. Приведение проводилось по соотношению модулей упругости к тому материалу, в котором проверялись напряжения.

Использованные в расчете формулы приведения и коэффициенты:

$J_{пр} = J_{д} + nJ_{А}$ – приведенный момент инерции сечения относительно нейтральной оси, где $J_{А}$ и $J_{д}$ – моменты инерции арматуры и древесины относительно нейтральной оси;

$n = \frac{E_{А}}{E_{д}}$ – отношение модулей упругости арматуры и древесины.

$W_{пр} = \frac{2J_{пр}}{h_0}$ – приведенный момент сопротивления;

$F_{пр} = bh(1 + n\mu)$ – приведенная площадь армированного сечения;

$S_{пр} = S_{д}(1 + 2n\mu)$ – приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

$\mu = \frac{F_{А}}{bh_0}$ – коэффициент армирования;

$S_{пр}^A = \frac{1}{4}nF_{А}h_0$ – приведенный статический момент арматуры относи-

тельно нейтральной оси, где h_0 – расстояние между центрами масс арматуры растянутой и сжатой зон; $F_{А}$ – площадь сечения арматуры.

Рост напряжений в арматуре и клеевом шве между арматурой и древесиной, а также увеличение прогиба при длительном действии нагрузок учитывается коэффициентом K_T , который определяется по формуле:

$$K_T = \frac{E_d(1 + 3n\mu)}{E_d + E_d' 3n\mu},$$

где E_d' – длительный модуль упругости древесины, принят равным $E_d' = 0,55E_d$.

Еще одной особенностью армированных КДК является применение двух дополнительных коэффициентов условий работы конструкций: $m_x = 0,85$ – при воздействии химически агрессивной среды и $m_{\text{ц}} = 0,8$ – при многократно повторяющейся нагрузке.

На рис. 2 представлен элемент верхнего пояса арки в армированном варианте.

Расчет неармированного варианта пояса произведен по формулам СП 64.13330.2011 для сжато-изогнутых элементов. Результаты этого расчета представлены на рис. 3.

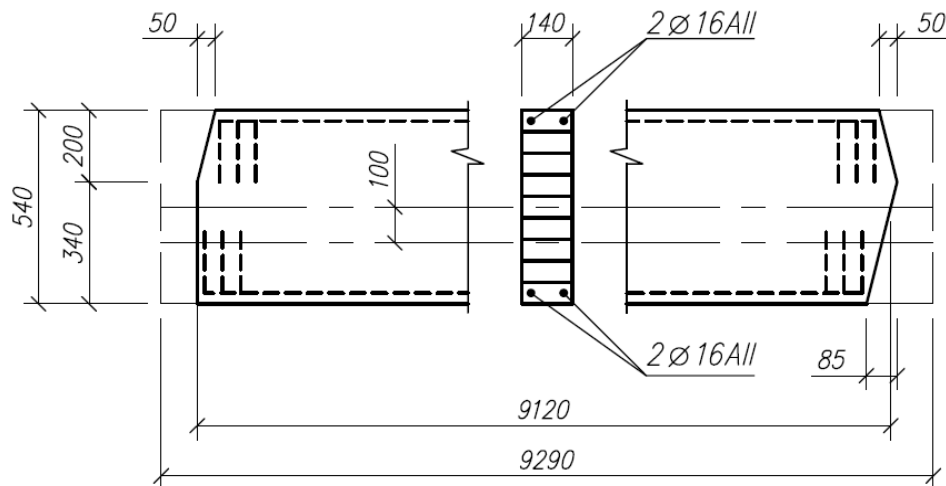


Рис. 2. Армированный верхний пояс арки

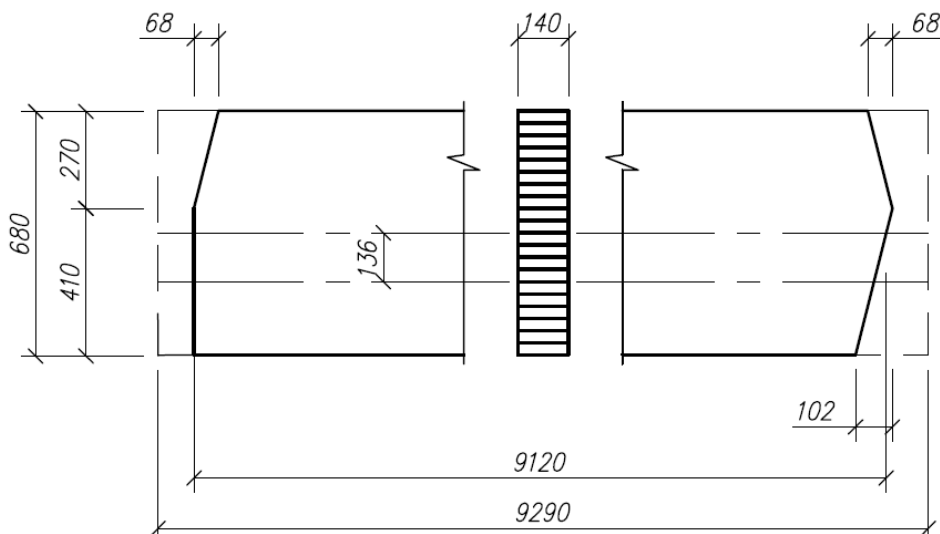


Рис. 3. Неармированный верхний пояс арки

Из представленных данных видно, что применение армирования привело к сокращению использования древесины на 21 %, одновременно с этим уменьшился собственный вес конструкции и стоимость материалов, а также увеличился внутренний полезный объем здания при равных строительных объемах.

Список литературы

1. Щуко В. Ю., Рощина С. И. Клееные армированные деревянные конструкции. Учеб. пособие к курсовому и дипломному проектированию. Владимир, 2008. 68 с.
2. Калугин А. В. Деревянные конструкции. М., 2008. 288 с.

ОСОБЕННОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА, ОБОРУДОВАННОГО МОСТОВЫМИ КРАНАМИ НЕБОЛЬШОЙ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ, НА ВОСПРИЯТИЕ КРАНОВЫХ НАГРУЗОК РАЗЛИЧНОГО ХАРАКТЕРА

Т. В. Золина, А. В. Самойлов
Астраханский государственный
архитектурно-строительный университет

Одноэтажные промышленные здания (ОПЗ) достаточно широко распространены в промышленном строительстве. Проектирование таких объектов является достаточно сложным, так как при этом необходимо обязательно учитывать крановые нагрузки, которые имеют значительный динамический характер, влияющий на напряженно-деформированное состояние каркаса здания. В процессе исследования колебаний промышленных зданий, которые возникают при работе мостовых кранов, выявлены факторы, вызывающие повышенную деформацию железобетонных каркасов в поперечном направлении при движении крана и торможении крановой тележки. Проведенные ранее экспериментальные исследования [1] показали, что пространственный расчет каркаса ОПЗ должен производиться на крановые нагрузки различного характера, чтобы выявить особенности восприятия каркасом данных нагрузок и возникающие при этом колебания.

В качестве объекта исследования взято здание завода железобетонных конструкций в г. Астрахани (рис. 1), имеющее следующие параметры: в поперечном направлении 2 пролета по 48 м; в продольном направлении 3 пролета по 60 м и 1 пролет 36 м; общая длина здания 84 м с шагом колонн 12 м; общая высота здания 14 м; длина колонн от обреза фундамента до верха подкрановой консоли - 9 м; длина от верха подкрановой консоли до низа стропильной конструкции – в соответствии с габаритом мостового крана (согласно стандарту на мостовые краны); высота подкрановой балки с рельсом – 1,56 м. Здание имеет деформационный шов. Расчет выполняется для первого блока здания, в котором установлены 2 мостовых крана грузоподъемностью 12,5 т; размер блока 24х48 м (по осям 1 – 3, А - В).