

Методика расчетной оценки прочности подкрановых строительных конструкций здания ГЭС

проф. М. Ю. Беккиев

Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия им. В.М. Кокова, г. Нальчик

В период производства работ по реконструкции здания ГЭС в КБР, возник вопрос об оценке безопасности несущих строительных конструкции при работе крана с максимальной грузоподъемностью 40т. Здание находилось в эксплуатации с 1936 г., несколько раз реконструировалось и ремонтировалось.

Несущими конструкциями здания являются монолитные железобетонный каркас и монолитное железобетонное покрытие. Машинное отделение имеет однопролетный прямоугольный план. Помещение оборудовано мостовым краном. Колонны каркаса по высоте имеют различные поперечные сечения в подкрановых и надкрановых частях. На подкрановых частях колонн размещены подкрановые железобетонные балки, на которые установлены металлические подкрановые пути-рельсы специального профиля. Элементы каркаса имеют разные жесткости. Различна механика работы рам, балок и колонн внутри машинного отделения. Каркас части здания в продольном направлении, где расположена монтажная площадка, имеет один пролет и отделен от трехпролетного в продольном направлении каркаса основного здания, где размещено силовое оборудование, специальным деформационным швом. Шов решен введением в каркас дополнительных колонн и балочных элементов.

Обследованиями выявлено, что при производстве монолитных работ допущены отклонения от нормативно-технологических требований по производству работ. Вместе с тем, прочность бетона находится в пределах заданных проектом величин, а прочность стали, по результатам испытаний несколько выше, чем рекомендованной для марки, примененной при реконструкции здания в 1943 г.

При выборе расчетной схемы рассматриваемого здания необходимо оценить работу опорных и узловых соединений. Определить характер работы узла рамы и опорного узла в монолитной железобетонной конструкции рамного каркаса здания лишь по внешним признакам не представляется верным. Характер размещения, тип арматуры, её анкеровка и ряд других параметров могут менять механику работы узлов и опор конструкций от «шарнира» до «жесткой заделки». То есть, нагрузка на узел может меняться от нулевого до максимального значения воздействия. При выборе наиболее опасного сечения и наибольшей возможной нагрузки, приложенной к конструкции в рассчитываемых сечениях, необходимо провести математический анализ характера деформирования и нагружения конструкций в «основной системе». В реальной конструкции необходим учет работы конструкции по «деформированной схеме». Сбор нагрузок на каждый элемент и его отдельные сечения необходимо производить по максимальным и минимальным значениям подвижных и неподвижных сил и возможных сочетаний их совместного воздействия. Выявление наиболее опасного сечения конструкции и наибольшей возможной нагрузки в нем требует, при учете работы крана, построения целого ряда «линий влияния» в виде функций от первого до третьего порядка для различных поперечных сечений. Реализация такая методики расчета конструкций стала доступной лишь в последнее время, с развитием технологий компьютерных расчетов по специальным программным комплексам. Кроме того, в 20-х - начале 30-х годов, когда проектировалось и строилось здание, расчет прочности производился по методу «допускаемых напряжений». Метод расчета по «разрушающим усилиям» и далее, действующий в текущих нормах, метод расчета «по предельным состояниям», были озвучены в 1931 и 1932 г, а реально вошли в нормативную практику значительно позже. Таким образом, несущие конструкции здания могли иметь некоторые запасы прочности.

Прочностные характеристики материалов того времени были ниже, и физико-химическое состояние материалов после более чем 70-ти лет эксплуатации требовали проведения проверочных расчетов по фактическим параметрам материалов и конструкций каркаса.

Расчеты подкрановых несущих строительных конструкций и каркаса здания реализованы на программном комплексе «Лири 9.4». Проверочные расчёты несущих конструкций машинного зала здания ГЭС в КБР проведены на полную расчётную нагрузку при максимальной грузоподъёмности крана 40 т.

Исследуемый блок здания ГЭС является надземной постройкой над агрегатным узлом и оборудовано мостовым краном, который используется для ремонтно-профилактических работ и для замены гидроагрегатов при реконструкции. Несущими подкрановыми строительными конструкциями машинного зала являются железобетонные подкрановые балки и железобетонные колонны каркаса. Грузоподъёмность мостового крана согласно техническому паспорту $Q = 40/7.5$ тс, пролёт крана $L = 8850$ мм. Режим работы крана – лёгкий (1К-3К).

Объёмно-планировочное решение здания – одноэтажное, однопролётное (в поперечном направлении) с размера по осям 9600 x 22500 мм.

Фундаментами исследуемого сооружения являются массивные конструкции подземных сооружений, выполненных по жёсткой конструктивной схеме.

При сборе нагрузок использовались данные, изложенные в расчёте здания ГЭС, выполненного подрядной проектной организацией.

Так как в расчётной схеме исследуемого сооружения подземная часть рассматривается как фундамент, то на него распространяется положение СНиП 2.06.08-87, согласно которому элементы бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, не подвергающиеся воздействию водной среды, следует проектировать в соответствии с требованиями «обычных» (не гидротехнических) норм.

Выбор наиболее опасных сечений и неблагоприятных загрузений подкрановой балки нагрузками от максимально нагруженного крана осуществлялся на основе пошагового загрузения подкрановой балки (шаг смещения крана вдоль балки – 400 мм.)

При расчёте реализованы четыре группы загрузений с учетом постоянных, временных и особых нагрузок.

Для исследования напряженно-деформированного состояния конструкций было проведено шесть расчётов, учитывающих возможные неблагоприятные условия загрузения конструкций и их совместную работу в узлах сопряжения. При восстановлении и реконструкции здания, железобетонная подкрановая балка была усилена путём наращивания верхней полки до толщины 400 – 500мм, но по результатам обследования сложно достоверно установить степень совместности работы наращенной конструкции с ранее изготовленными конструкциями. Так, при обеспечении соответствующих конструктивных мероприятий, узел сопряжения наращенной подкрановой балки с колонной можно считать "жестким". Но при отсутствии конструктивных мероприятий или некачественном исполнении их, верхняя (растянутая) зона по механике может работать от «заделки» до «шарнира». Это, в свою очередь, будет оказывать влияние на распределение усилий между пролётной (нижней) арматурой и надпорной (верхней) арматурами в сечениях ригеля.

По результатам проверочных расчётов, требуемая площадь расчётной арматуры колонн сечением 900 x 1550 мм на узкой грани составляет:

$A_s^{TP} = \max A_{s3} = 0,53 \text{ см}^2$, на широкой грани $A_s^{TP} = \max A_{s1} = 1,06 \text{ см}^2$, при расчётном сопротивлении арматуры $R_s = 1600 \text{ кг/см}^2$ (Ст. 0). Таким образом, площадь арматуры следует назначать по конструктивным соображениям. Что при гибкости $\lambda_z =$

$$\frac{l_{0z}}{h} = \frac{19,8}{0,9} = 22 \text{ составит:}$$

$$A_s^{TP} = 0,004bh = 0,04 \times 90 \times 155 = 55,8 \text{ см}^2$$

Фактическая арматура, выявленная в ходе обследования имеет площадь $A_s^{\text{факт.}} = 62,84 \text{ см}^2$ ($20\varnothing 20$), с расчётным сопротивлением арматуры $R_s = 2150 \text{ кг/см}^2$ (по результатам испытаний образцов).

Требуемая площадь расчётной арматуры на узкой грани колонн сечением $600 \times 1000 \text{ мм}$ составляет $A_s^{\text{тп.}} = \max A_{s3} = 0,31 \text{ см}^2$, на широкой грани $A_s^{\text{тп.}} = \max A_{s1} = 0,62 \text{ см}^2$ при расчётном сопротивлении арматуры $R_s = 1600 \text{ кг/см}^2$ (Ст. 0). Для этих колонн площадь арматуры также следует назначать по конструктивным соображениям, что составит:

$$A_s^{\text{тп.}} = 0,005bh = 0,005 \times 60 \times 100 = 30,0 \text{ см}^2$$

Фактическая арматура, выявленная в ходе обследования, составляет по узкой грани $A_s^{\text{факт.}} = 106,2 \text{ см}^2$ ($20\varnothing 26$), с расчётным сопротивлением арматуры $R_s = 2150 \text{ кг/см}^2$ (по результатам испытаний образцов).

Требуемая площадь поперечной арматуры (хомутов) в колоннах по результатам поперечного расчёта составила $A_{sw}^{\text{тп.}} = \max A_{sw1} = 0,767 \text{ см}^2/\text{п.м.}$

Фактическая площадь поперечной арматуры составляет $A_{sw}^{\text{факт.}} = 3,14 \text{ см}^2/\text{п.м.}$ ($4\varnothing 10$ на п.м.).

Таким образом, сравнительный анализ требуемого армирования колонн по расчёту на крановые нагрузки и фактически установленной во время ремонтных работ 1943г. арматуры показывает, что существующего армирования колонн достаточно для безопасной эксплуатации крана с максимальной грузоподъёмностью 40т.

Максимальные значения требуемой арматуры в сечениях подкрановой балки по результатам расчётов составили (рис.1):

Пролётная (нижняя) продольная арматура: $\max A_{s1} = 22,21 \text{ см}^2$.

Опорная (верхняя) продольная арматура: $\max A_{s2} = 24,06 \text{ см}^2$.

Поперечная арматура (хомуты): $\max A_{sw1} = 3,23 \text{ см}^2/\text{п.м.}$

Фактическое армирование подкрановой балки по результатам обследования:

Пролётная (нижняя) продольная арматура: $A_{s1}^{\text{факт.}} = 30,97 \text{ см}^2$.

Опорная (верхняя) продольная арматура: $A_{s2}^{\text{факт.}} = 32,17 \text{ см}^2$.

Поперечная арматура (хомуты): $A_{sw1}^{\text{факт.}} = 6,28 \text{ см}^2$.

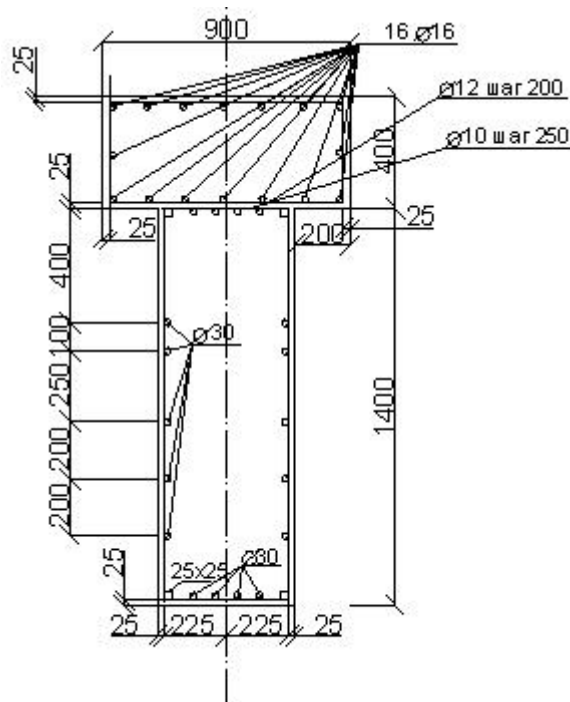


Рис.1 Сечение исследуемой подкрановой балки

Таким образом, существующего армирования подкрановых балок достаточно для безопасной эксплуатации крана.

Проведенный анализ технического состояния строительных конструкций здания, и результатов поверочных расчетов позволяют сделать заключение о возможности безопасного использования несущих подкрановых конструкций здания при работе мостового крана машинного зала ГЭС с максимальной грузоподъемностью 40 т.