

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ, УСИЛЕННЫЕ ПОВЫШЕНИЕМ СТЕПЕНИ ВНЕШНЕЙ СТАТИЧЕСКОЙ НЕОПРЕДЕЛИМОСТИ

С. Д. СЕМЕНЮК, Г. С. ШАХОВСКАЯ
Белорусско-Российский университет

Проблема реконструкции зданий и сооружений в настоящее время имеет первостепенное значение. Это связано с необходимостью внедрения новых технологий, обновления производства, влекущего за собой изменение нагрузок на элементы, условий эксплуатации и функционального назначения.

К реконструкции зданий и сооружений прибегают также в связи с необходимостью восстановления физически изношенных отдельных элементов, частей зданий и сооружений, что вызывает переход конструкций в состояние, отличное от проектного, и требует их усиления.

Кроме того, в процессе строительства и эксплуатации имеют место случаи аварийного состояния и обрушения отдельных конструкций, частей зданий и целых сооружений.

Повышение несущей способности железобетонных конструкций может осуществляться за счет усиления сжатой и растянутой зон, путем установки дополнительной арматуры и увеличения поперечного сечения на бетонкой, рубашкой или обоймой.

При усилении железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений широко распространены методы усиления, связанные с повышением степени внешней статической неопределенности конструкций. К таким методам относятся устройство дополнительных жестких и упругих опор, постановка дополнительных связей с целью обеспечения неразрезности. Названные методы усиления достаточно эффективны, поскольку позволяют повысить несущую способность в два-три раза. При использовании таких методов усиления несущая способность самой усиливаемой конструкции, как правило, не изменяется, а изменяются усилия от внешней нагрузки, которые перераспределяются между усиливаемым и усиливающим элементами пропорционально жесткостным характеристикам. При усилении конструкций повышением степени внешней статической неопределенности также следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемой конструкции в момент усиления, так как перераспределяться по новой схеме будет только нагрузка, приложенная к конструкции после усиления. Дополнительная надпорная арматура может устанавливаться при наращивании в верхней зоне конструкций, бетонировании расширенных швов между плитами перекрытия или вскрытых пустот смежных многопустотных панелей.

С точки зрения работы, дополнительные опоры подразделяются на жесткие и упругие. К жестким относятся дополнительные опоры, осадкой которых можно пренебречь в расчете (не более 10 % от прогиба усиливаемой конструкции). Дополнительные жесткие опоры выполняются в виде одиночных стоек с самостоятельными фундаментами, подкосов и подвесок с опиранием на существующие конструкции. Для включения дополнительных жестких опор в совместную работу производится подклинивание конструкций.

При проектировании усиления железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами производится проверка прочности усиливаемой конструкции на действие поперечных сил в месте установки дополнительных опор. Применение дополнительных упругих опор для усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений менее эффективно, однако позволяет в меньшей мере стеснить свободное пространство помещений. Дополнительные упругие опоры создаются с помощью железобетонных или стальных балок, ферм или подвесок. Нагрузка от усиливаемой конструкции на дополнительные передает-ся через расклинивающие прокладки, позволяющие включить дополнительные упругие опоры в совместную работу. Для расчета усиленных дополнительными опорами конструкций необходимо составлять новую расчетную схему, учитывающую место расположения опор, и условие совместности деформаций заключается в равенстве перемещений узлов сопряжения усиленной конструкции. Расчет усиленной конструкции производится методом последовательных приближений. На каждом шаге определяются приращения перемещения узлов, реакции в связях, параметры напряженно-деформированного состояния усиливаемого и усиливающего элемента.

Установка дополнительных связей в виде дополнительной надпорной арматуры, размещенной в бетоне наращивания над опорами многопролетных шарнирно опертых конструкций позволяет эффективно производить усиление нормальных сечений железобетонных конструкций в пролете за счет внутреннего перераспределения усилий в конструкции. Усилия в конструкциях определяются от нагрузок, действующих до замыкания шарниров, при первоначальной расчетной схеме и от суммарных нагрузок после замыкания шарниров

при измененной расчетной схеме с учетом неразрезности. В первом случае принимается первоначальная расчетная схема, а во втором – измененная с учетом неразрезности.

Как показывает практика усиления железобетонных ребристых и многопустотных плит перекрытий и покрытий, эффективным оказывается усиление трехпролетных конструкций, у которых средний пролет составляет 0,4–0,6 крайнего полета. В этом случае достигается экономия арматуры и бетона до 40 % по сравнению с традиционным методом усиления пролетной части плит. Для многопролетных систем при одинаковых размерах плит экономия арматуры и бетона может достигать 30 %, что существенно при реконструкции и реанимировании зданий и сооружений. Это доказывает, что усиление плит пролетов разной длины экономичнее усиления плит при одинаковых пролетах.

При усилении следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемых конструкций. Если усиление железобетонных конструкций с целью повышения их несущей способности, жесткости и трещиностойкости производят под нагрузкой, все вышеперечисленные группы методов усиления эффективно выполнить с предварительным напряжением (дополнительные опоры подклинивают, затяжки предварительно растягивают, распорки сжимают).

УДК 624.012.45/46

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО БАЛКОНА НАД АМФИТЕАТРОМ ЗРИТЕЛЬНОГО ЗАЛА ГОМЕЛЬСКОЙ ОБЛАСТНОЙ ФИЛАРМОНИИ

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

Белорусский государственный университет транспорта

В связи с длительным периодом бетонирования железобетонного балкона над амфитеатром зрительного зала реконструируемого Дворца культуры железнодорожников под здание областной филармонии и повышенным уровнем ответственности объекта авторским надзором было предложено провести натурные испытания балкона.

Проект реконструкции Дворца культуры железнодорожников выполнен ОКУП «Институт Гомельгражданпроект», строительство ведет строительное управление № 43, ОАО СМТ № 27.

Испытание конструкций балкона статическим нагружением проводилось сотрудниками кафедры «Строительные конструкции, основания и фундаменты» 26 мая 2008 г.

Балкон выполнен из монолитного железобетона и представляет собой восемь ступенчатых консольных балок переменной длины от 5,1 до 6,6 м, соединенных между собой поверху плитой. Шаг консольных балок – 3,017 м, ширина – 400 мм, высота – переменная, ступенчатая: в заделке – 1500 мм, на конце консоли – 640 мм. Плиты, соединяющие консольные балки, выполнены толщиной 150 мм. Для обеспечения совместной работы консольных балок они примерно по середине вылета соединены стенкой шириной 250 и высотой 1260 мм. Плиты между собой тоже соединены стенками шириной 150, высотой 640 и 550 мм. По краям балкон опирается на боковые стены. Все монолитные конструкции балкона выполнены из бетона класса $C^{25}/_{30}$. Рабочая арматура балок и стенок балкона стержневая, класса S500, рабочая арматура плит – проволочная, класса Вр-I.

Конструкции монолитного железобетонного балкона (консольные балки, плиты и стенки) бетонировались длительный период (с начала февраля по конец сентября 2007 г.). После бетонирования конструкции балкона не нагружались. Со времени окончания бетонирования до момента нагружения прошло более 28 суток, поэтому бетон конструкций балкона набрал проектную прочность.

В соответствии с заданием авторского надзора распределенная контрольная нагрузка на перекрытие при испытании составляла $5,0 \text{ кН/м}^2$ (500 кг/м^2).

Было решено конструкции балкона нагружать сборными бетонными блоками для стен подвалов (ФБС). Блоки устанавливались над балками на грузовой ширине, равной шагу балок – 3,017 м. Балки – ступенчатые с шириной ступеней 0,9 и 1,2 м, поэтому для нагружения были приняты блоки марок ФБС-9 и ФБС-12, длиной 0,88 и 1,18 м. Перед установкой вес каждого блока измерялся с помощью динамометра с ценой деления 0,5 кН.

Согласно ГОСТ 8829-77, нагружение выполнялось ступенями, причем величина ступени нагрузки не превышала 20 % контрольной. При величине распределенной контрольной нагрузки $5,0 \text{ кН/м}^2$ (500 кг/м^2) величина нагрузки каждой ступени составляла $1,0 \text{ кН/м}^2$ (100 кг/м^2). Измерение прогибов производилось на концах всех восьми консольных балок балкона (максимальном вылете балок). Измерение выполнялось с помощью прогибо-