



БИБЛИОТЕКА

**ОТДЕЛА "ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ"**

ПНИПКУ "ВЕНЧУР"

Общероссийский общественный фонд
"Центр качества строительства"
Санкт-Петербургское отделение

В. Т. Гроздов

**ДЕФЕКТЫ
СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
И ИХ ПОСЛЕДСТВИЯ**

Санкт-Петербург
2007



Общероссийский общественный фонд
«Центр качества строительства»
Санкт-Петербургское отделение

В. Т. Гроздов

ДЕФЕКТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ ПОСЛЕДСТВИЯ

Издание 3-е исправленное и дополненное

Санкт-Петербург
2007

Рецензенты:

кандидаты технических наук доценты
С.В. Гуков, А.К. Зайцев.

Гроздов В. Т.

Дефекты строительных конструкций и их последствия.—
СПб., 2005.

В книге рассмотрены наиболее часто встречающиеся дефекты строительных конструкций, вызванные ошибками при их проектировании, изготовлении, монтаже и эксплуатации, а также влияние дефектов на эксплуатационные качества строительных конструкций.

Книга рассчитана на инженерно-технический персонал проектных организаций, предприятий по изготовлению строительных конструкций, строительно-монтажных и эксплуатирующих организаций, а также может быть использована при подготовке специалистов.

Качество строительства характеризуется совокупностью показателей качества проектов, применяемых строительных материалов, изделий и конструкций, а также выполнения строительно-монтажных работ при возведении зданий и сооружений. На качество возведенных конструкций влияет и условия их эксплуатации. Брак, допущенный на каждом этапе проектирования, строительства и эксплуатации, суммируется в общем состоянии здания и сооружения и выражается в дефектах отдельных конструкций.

Под дефектами строительных конструкций обычно понимают несоответствие их стандартам, техническим условиям, нормам проектирования и проекту. Дефекты, вызванные внешним воздействием (механическим, тепловым) обычно называют повреждениями конструкций.

В нормативной [79], справочной литературе и в ряде другой технической литературе понятие дефект и повреждение различно. Дефектами предлагается считать несоответствие конструкции какому-либо параметру, установленному проектом или нормативными документами, а повреждение — неисправность, полученная конструкцией при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации.

Если принять такое определение, то изначально бездефектная конструкция, получившая трещину от нагрузки, остается бездефектной. Поэтому автор придерживается мнения, что понятие дефект является общим, а понятие повреждение — частным, входящим в понятие дефект.

Подобный подход к определению дефекта и повреждения имеется и в ряде технической литературы [62, 80, 83 и др.].

Дефекты строительных конструкций классифицируются по разным признакам: по материалу конструкций, по частям здания, имеющим дефекты, по причинам, их вызвавшим. Наибольшее значение имеет классификация дефектов по причинам, их вызвавшим: ошибки при проектировании, некачественное изготовление элементов конструкций, ошибки при производстве строительно-монтажных работ, нарушении правил эксплуатации

здания или сооружения. Особую группу причин возникновения дефектов составляют ошибки при проектировании, вызванные отсутствием учета условий изготовления и монтажа конструкций. В этом случае и при соблюдении в проекте норм проектирования создать качественную конструкцию не представляется возможным. Ниже будут приведены примеры конструкций, дефекты в которых возникли по этой причине.

Классификация дефектов по причинам, их вызывающим, позволяет выявить источники дефектов и правильно выбрать способы их предупреждения.

Более половины всех дефектов, выявляемых в зданиях и сооружениях в нашей стране, возникают из-за нарушения технологии изготовления, возведения и монтажа конструкций.

Строители должны помнить, что, если в проекте есть ошибки, строительные материалы и изделия низкого качества, то построить высококачественную конструкцию невозможно. Поэтому, прежде, чем приступить к строительству здания, нужно тщательно изучить проект, выявить в нем недостатки и согласовать с проектной организацией соответствующие изменения. При изготовлении и монтаже конструкций необходимо убедиться в их соответствии стандарту, техническим условиям и проекту. Если это не сделать, то построенное здание будет иметь дефекты.

Каждый дефект характеризуется причинами, вызвавшими его, размерами повреждений конструкций и возможными последствиями.

Дефекты могут ухудшать нормальные условия эксплуатации нарушать температурно-влажностный режим помещений, снижать звукоизоляцию ограждающих конструкций, повышать эксплуатационные расходы на здание и др.), снижать несущую способность конструкций, сокращать их долговечность, приводить к частичному разрушению конструкций и к аварии здания или сооружения.

Аварии строительных конструкций происходят чаще всего не по одной какой-либо причине, а из-за ряда ошибок и нарушений норм и правил проектирования, возведения и эксплуатации зданий и сооружений.

Все дефекты строительных конструкций, за исключением вызванных стихийными бедствиями, можно объяснить недо-

статочностью надзора со стороны инженерно-технического персонала проектных, строительных и эксплуатационных организаций, невысокой квалификацией исполнителей и, в ряде случаев, отсутствием заинтересованности их в выпуске высококачественной продукции.

Задача инженерно-технических работников всех степеней заключается в том, чтобы на всех этапах строительства выпускать только качественную продукцию, удовлетворяющую техническим требованиям и нормам. Строгое соблюдение норм проектирования на этапе проектных работ, квалифицированная экспертиза проектно-сметной документации, соблюдение стандартов и технических условий на строительные материалы и изделия, технологии изготовления изделий в заводских условиях, безусловное выполнение строительных норм и правил производства и приемки строительного-монтажных работ на строительной площадке, создание нормальных эксплуатационных условий после сдачи зданий и сооружений в эксплуатацию обеспечивает бездефектное исполнение строительных конструкций и удлинение сроков их службы.

Основным средством борьбы с появлением дефектов строительных конструкций является осуществление должного контроля за проектированием, изготовлением конструкций, строительством здания, сооружения и правильной эксплуатацией их. Ошибки проектов должны быть выявлены путем перекрестной проверки в подразделениях проектной организации, ведомственной экспертизы проектов, при изучении проектно-сметной документации заказчиком и подрядчиком. В период строительного-монтажных работ необходим качественный технический надзор заказчика и авторский надзор проектной организации.

В последние годы с распадом крупных проектных и строительного-монтажных организаций и появлением многих мелких организаций такого же профиля резко снизилось качество строительства. Особенно это сказывается при возведении небольших объектов, например коттеджей. Заказчики, экономя деньги, заказывают проект неквалифицированным исполнителям, поручают строить случайным людям. В результате появилось множество зданий с наличием серьезных дефектов, в состоянии близком к аварийному, а некоторые здания просто

разрушаются еще в процессе их возведения. Нельзя экономить на проектных работах, а строительство здания нужно доверять только солидным строительным организациям. В противном случае переделка и усиление дефектных конструкций потребует больших затрат, которые значительно превысят первоначальную «экономия».

Одной из важнейших задач технического обследования здания или сооружения является выявление дефектов. Обнаруженные дефекты необходимо правильно диагностировать, что не всегда легко, особенно если они скрытые, затем определить причины их появления. Для выбора правильного метода устранения дефектов необходимо количественно определить влияние дефектов на эксплуатационные качества строительных конструкций.

В книге рассматриваются в основном дефекты, влияющие на несущую способность конструкций. Накопление опыта выявления и расследования фактов дефектного строительства, анализ дефектов, ошибок и аварий в строительстве помогает проектировщикам и производственникам предупреждать ошибки аналогичного характера.

Возможные дефекты зданий и сооружений и влияние их на эксплуатационные качества конструкций должны изучаться в учебных заведениях. Только инженеры, владеющие этими вопросами, в состоянии создавать конструкции высокого качества.

1. ДЕФЕКТЫ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

1.1. Общие положения

Под дефектами фундаментов подразумевают такое их состояние, когда опирающиеся на них конструкции получают недопустимые деформации.

Деформации частей здания или сооружения, опирающихся на фундаменты, связанные с неудовлетворительной работой последнего, возникают из-за неравномерной деформации основания и (реже) из-за разрушения тела фундамента.

Деформации здания и сооружения совместно с грунтовым основанием зависят от многих факторов: геологической и гидрогеологической характеристик района строительства, физико-механических свойств грунтов основания, жесткости здания или сооружения, воздействий на грунты основания в процессе возведения и эксплуатации здания и сооружения.

Все здания и сооружения по жесткости и характеру деформации подразделяются на абсолютно жесткие, абсолютно гибкие и обладающие конечной жесткостью.

Абсолютно жесткие здания и сооружения характеризуются равномерной осадкой при симметричном нагружении и однородной сжимаемости грунтов основания. При неравномерных осадках фундаментов в конструкциях, опирающихся на них, возникают дополнительные усилия, но они не опасны для таких зданий и сооружений из-за значительного запаса прочности на изгиб. Неравномерные деформации оснований вызывают в таких зданиях и сооружениях крен без прогиба конструкций.

Абсолютно гибкие здания и сооружения характеризуются тем, что во всех точках контакта с поверхностью грунта они следуют за перемещением грунтового основания.

В случае развития неравномерных деформаций в таких зданиях дополнительные усилия не возникают.

Здания и сооружения конечной жесткости характеризуются тем, что в процессе развития неравномерных деформаций грунтового основания они получают искривления. Эти здания

и сооружения имеют свойства уменьшать неравномерность осадок фундаментов за счет некоторого перераспределения давления по подошве фундаментов. В этих зданиях и сооружениях появляются дополнительные изгибающие и сдвигающие в вертикальном направлении усилия, которые могут вызвать образование нормальных и наклонных трещин в стенах зданий, в местах сопряжения соседних элементов, разрушение стыков соединения элементов друг с другом. Здания и сооружения конечной жесткости имеют наибольшее распределение.

В зависимости от жесткости здания или сооружения и характера развития неравномерных осадок различают следующие формы деформаций зданий и сооружений совместно с основанием [10].

1. *Крен* — вертикальная ось здания или сооружения отклоняется от первоначального положения (рис. 1.1 а).

2. *Прогиб* — большее развитие осадки в средней части здания и меньшее у торцов (рис. 1.1 б).

3. *Перегиб (выгиб)* — большее развитие осадки у торцов здания и меньшее в средней его части (рис. 1.1 в).

4. *Перекос* — резкая неравномерность развития деформации на коротком участке по длине здания (рис. 1.1 г).

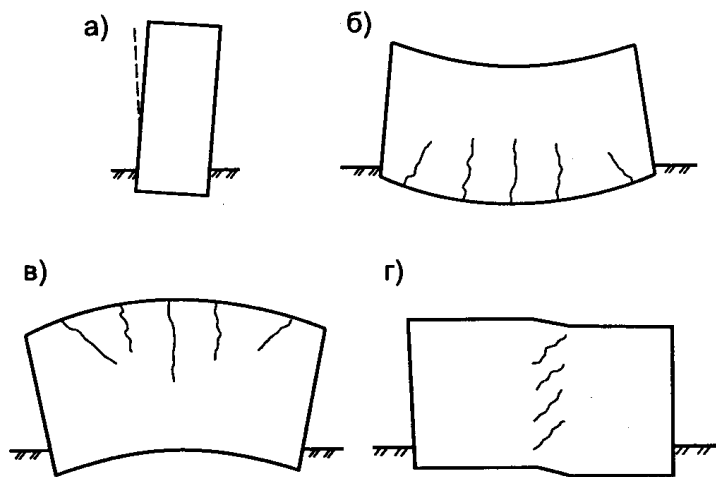


Рис. 1.1. Формы деформаций зданий:
а — крен; б — прогиб; в — перегиб (выгиб); г — перекос

Деформации основания бывают следующих видов:

1. *Осадки* — деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и не сопровождающиеся коренным изменением его структуры.

2. *Просадки* — деформации, происходящие из-за уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием внешних нагрузок и дополнительных факторов, например замачивания посадочного грунта, оттаивания ледовых прослоек и т. п.

3. *Набухание и усадка* — деформации, связанные с изменением объема некоторых видов глинистых грунтов, например морозным пучением.

4. *Оседания* — деформации земной поверхности, вызванные разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий и т.п.

При проектировании здания или сооружения в обычных условиях учитывают только возможные осадки грунтового основания. Соблюдением правил производства котлованных работ, возведения фундаментов и эксплуатации здания или сооружения должно быть исключено появление просадок, набухания и усадки грунтового основания, которые вызывают большие деформации конструкций, опирающихся на фундамент.

Оседание земной поверхности должно быть учтено в проекте при строительстве на подрабатываемой территории и при ожидании резких изменений гидрогеологических условий на площадке строительства.

Таким образом, причинами неудовлетворительной работы фундаментов могут быть недоработки проекта, нарушение технологии котлованных работ и возведения фундаментов и несоблюдение правил эксплуатации зданий и сооружений.

1.2. Дефекты фундаментов из-за ошибок при проектировании

1.2.1. Ошибки при расчетах оснований фундаментов

Наиболее часто причиной ошибок при проектировании фундаментов является неполнота данных о геологическом строении и тектонической структуре района строительства,

литологическом строении основания будущего здания или сооружения, гидрогеологической характеристике района строительства.

Это происходит из-за недостаточной сети скважин и шурфов на площадке строительства, не позволяющей выявить локальные неоднородности грунтового основания. Последние могут быть как естественного, так и искусственного происхождения.

В 70-х в г. Пушкине под Ленинградом был построен жилой дом с кирпичными стенами. Средняя часть дома была девятиэтажной, боковые пристройки — пятиэтажные. Дом был полностью построен, когда обнаружилось, что средняя девятиэтажная часть начала отрываться от пятиэтажных пристроек и погружаться в грунт. Средняя часть здания просела относительно боковых пристроек на 0,7...1 м. Причиной таких больших деформаций оказалась линза пылеватого песка, насыщенного водой, расположенная под девятиэтажной частью дома и не выявленная при инженерно-геологических изысканиях, из-за очень редкой сети разведочных скважин.

В Мурманской области при возведении крупнопанельного пятиэтажного жилого дома с поперечными и продольными несущими стенами в основании фундамента одной из поперечных стен в процессе строительства были обнаружены пылеватые влажные пески (рис. 1.2).

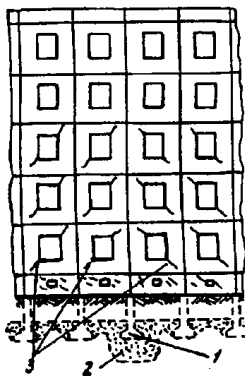


Рис. 1.2. Схема деформации крупнопанельного дома из-за локальной неоднородности грунтового основания:

1 — фундамент поперечных стен; 2 — насыпной грунт; 3 — трещины в стеновых панелях

Проектом же было учтено наличие под всем зданием сухих песков средней крупности. Пылеватые пески удалили на глубину около одного метра ниже подошвы фундамента и вместо них уложили местный грунт, который не был достаточно уплотнен. Работы по возведению фундаментов производились в зимнее время. Летом, после окончания строительства здания, были выявлены большие неравномерные осадки фундамента в зоне обнаруженных ранее пылеватых песков. В границах нескольких поперечных осей рядом с сильно просевшим фундаментом, панели продольных стен получили существенные деформации и в них образовались трещины со значительным раскрытием. Появились трещины и в плитах перекрытий, так как они были оперты не только на поперечные, но и на продольные стены. О выявленной локальной неоднородности грунтового основания строители не поставили в известность проектную организацию. Поэтому в проекте не были разработаны мероприятия по снижению чувствительности здания к неравномерной осадке фундаментов, которая должна была проявиться в данном случае.

Не всегда проектировщики учитывают конфигурацию здания в плане. Б. Д. Васильев [10] отмечал, что чем сильнее сжимаемость грунтов, тем больше надо обращать внимание на влияние размеров отдельных фундаментов и общей конфигурации здания на неравномерность осадки фундаментов. При пылеватых песках под фундаментом угловых частей имеются особо благоприятные условия для бокового смещения грунтовых частиц и, следовательно, появляется возможность осадки этих частей фундамента.

При проектировании зданий и сооружений проектные организации не всегда учитывают влияние изменения гидрогеологических условий площадки строительства на грунтовое основание. Изменение гидрогеологических условий пятна застройки может произойти при выполнении планировочных работ, устройстве подземных коммуникаций, дорог, строительстве соседних зданий. Следует иметь в виду, что деформативность грунтов основания возрастает как с увеличением, так и с уменьшением их влажности.

В зданиях без подвала кирпичные перегородки обычно ставят на монолитные бетонные фундаменты небольшого поперечного сечения, уложенные на грунт. Грунт в пределах здания

является насыпным и, как правило, плохо уплотненным. В таких условиях перегородки вскоре после их возведения получают большие осадки. Края перегородок имеют достаточную связь со стенами, а середина опускается, следуя за осадкой насыпного грунта. В перегородках возникают горизонтальные и наклонные трещины с большим раскрытием. Необходимо отказаться от опирания перегородок на грунт и проектировать под ними рандбалки, уложенные на фундамент стен.

При наличии особых грунтовых условий (пучинистые, сильно посадочные грунты и т.п.) в проекте должны быть даны рекомендации по производству котлованных работ, возведению фундаментов, эксплуатации здания или сооружения.

1.2.2. Снижение прочности тела фундаментов из-за ошибок при проектировании

Случаи недостаточной прочности тела фундаментов из-за ошибок при проектировании крайне редки.

В строительной практике отмечены случаи продавливания колонной плитной части фундамента стаканного типа. Это является не только следствием некачественного омоноличивания стыка колонны с фундаментом, но и несовершенства применяемой методики расчета на продавливание колонной фундамента, когда за расчетную высоту пирамиды продавливания принимается расстояние от обреза фундамента до арматурной сетки в его плитной части.

Более совершенной в настоящее время является методика расчета фундаментов стаканного типа, когда высота пирамиды продавливания принимается от дна стакана до арматурной сетки в его плитной части и производится расчет на раскалывание подколонной части фундамента [68].

В своей практике обследования автор встретился со случаем проектного решения, которое практически невозможно было осуществить.

На одном из промышленных зданий с каркасом серии ИИ-20/70 было предусмотрено устройство монолитных фундаментов стаканного типа. Работы по возведению фундаментов совпали с зимним периодом. По просьбе строителей монолитные фундаменты проектировщики заменили сборными. Проектом сборного варианта предусматривался фундамент из двух бло-

ков — подколонника и плитной части (рис. 1.3). В плитной части предполагалась установка 12 выпусков арматурных стержней диаметром 18 мм. По низу подколонной части была запроектирована обрамляющая стальная полоса, приваренная к вертикальной арматуре подколонника. Предполагалось, что после монтажа блоков фундамента выпуски арматуры из плитной части будут приварены к обрамляющей стальной полосе подколонника.

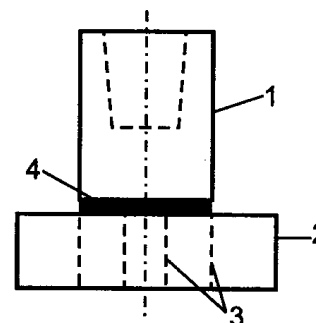


Рис. 1.3. Неудачное решение сборного фундамента под колонну, выданное вместо монолитного варианта:

1 — подколонник; 2 — плитная часть; 3 — выпуски арматуры из плитной части; 4 — стальная полоса, обрамляющая низ подколонника

Учитывая возможность изготовления блоков и их монтажа, такой фундамент осуществить было невозможно. Часть выпусков арматуры оказывалась на значительном расстоянии от обрамляющей полосы вне подколонника, а часть попадала под подколонник.

В данном случае нужно было бы не заделывать выпуски арматуры в плиточную часть при ее изготовлении, а предусмотреть в ней колодцы, в которых и забетонировать выпуски арматуры после их приварки к обрамляющей полосе. Можно было бы выпуски арматуры из плитной части приварить к полосам, расположенным горизонтально по верху плитной части и после монтажа блоков сварить эти полосы с обрамляющей полосой подколонника. Возможны и другие решения.

Этот пример приведен для иллюстрации того положения, что при проектировании строительных конструкций необходимо не только соблюдать требования норм проектирования, но и учитывать конкретные условия изготовления и монтажа конструкций.

1.3. Дефекты фундаментов из-за нарушения правил производства работ при возведении фундаментов

1.3.1. Нарушения технологии котлованных работ, приводящие к ослаблению грунтового основания

При возведении здания или сооружения наиболее часто встречаются следующие недостатки производства земляных работ:

- нарушение естественной структуры грунтов под подошвой фундамента;
- отрывка котлована на глубину большую, чем предусмотрено проектом;
- промораживание грунтов в основании фундаментов.

В процессе рытья котлована и возведения фундаментов повреждаются слои грунта, наиболее близкие к подошве фундаментов, т.е. именно те, сжатие которых особенно сильно сказывается на осадке фундаментов. Некоторые грунты характерны тем, что в природном состоянии они достаточно плотны и мало сжимаемы, но очень сильно повреждаются при механическом воздействии землеройных и транспортных машин и увлажнении, и в поврежденном состоянии становятся сильно сжимаемыми. К этой категории грунтов относятся ленточные глины, пылеватые супеси и суглинки при высоком стоянии грунтовых вод.

Глинистые грунты сильно разрушаются застойными водами в котлованах при длительных перерывах в работах по возведению фундаментов. Сам по себе медленный темп строительства таит опасность неблагоприятных последствий для строящегося здания или сооружения.

Ленточные глины легко разрушаются поверхностными водами. Поэтому застой дождевых вод в котловане при таких грунтах совершенно недопустим. Нельзя в этом случае производить и открытый водоотлив, так как при нем вместе с водой удаляются и частицы грунта.

Для осушения котлована в этих условиях можно рекомендовать понижение уровня подземных вод с помощью иглофильтров.

Устранить отрицательное действие напорных вод на сохранность ленточных глин можно путем отрывки специальных канав по периметру дна котлована за пределами контура фундаментов (рис. 1.4).

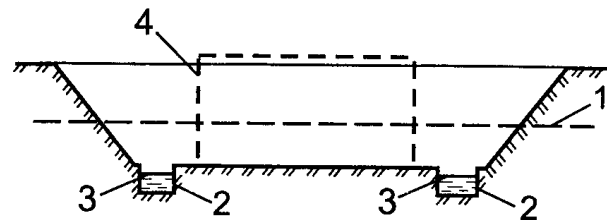


Рис. 1.4. Схема устройства канав для устранения действия напорных вод на грунтовое основание:

1 — уровень подземных вод; 2 — канава по периметру дна котлована; 3 — уровень воды в канавах; 4 — границы фундамента

Б. Д. Васильев [10] приводит старинное средство по сохранению ленточных глин в период котлованных работ. На дне котлована оставляют слой грунта толщиной 20...50 см, который удаляют перед возведением фундаментов (не ранее, чем накануне дня работ по возведению фундаментов, и на такой площади, на которой эти работы могут быть выполнены в течение следующего дня, а еще лучше — непосредственно перед возведением фундаментов). Этот метод можно рекомендовать не только в случае наличия ленточных глин, но и при любых слабых грунтах.

В качестве примера неправильного производства котлованных работ можно привести начало строительства девятиэтажного жилого кирпичного дома в Ленинграде. Проектом строительства этого дома было предусмотрено устройство сборных фундаментов из бетонных блоков и железобетонных подушек, уложенных на щебеночной подушке. Подошва фундаментов располагалась ниже уровня подземных вод. Грунты выше и ниже подошвы фундаментов были представлены ленточными глинами. В проекте указывалось, что до устройства щебеночной подушки дно котлована должно предьявляться представителю проектной организации. Приток подземных вод при копке котлована был очень интенсивен. Строители несколько суток непрерывно вели открытый водоотлив насосами, но осушить дно котлована не смогли, а лишь значительно увеличили его площадь, так как вместе с водой откачивали и частицы грунта. Произошло также разжижение грунта на дне котлована. В конце концов щебеночную подушку пришлось

отсыпать не только под фундаментами, но и по всему котловану непосредственно в воду, прекратив водоотлив. За счет большого увеличения площади и глубины котлована и объема щебеночной подушки произошло значительное удорожание строительства, да и деформативность грунтового основания сильно возросла. В этих условиях нужно было, не производя водоотлив, откапывать котлован частями на проектную глубину и сразу же засыпать щебнем.

Замачивание грунтового основания происходит не только дождевыми водами, но и при авариях сетей водоснабжения, канализации и отопления.

Так, при строительстве крупнопанельного жилого дома в Ленинградской области была повреждена труба действующего водопровода, проходящая в пределах котлована. Часть котлована под тремя секциями здания, выкопанного в суглинке, долгое время находилась под водой, что привело к сильному разжижению грунтов в основании будущих фундаментов. Под слоем суглинка переменной толщины (см. рис. 1.5) залегала скала. В результате три секции дома, построенные на сильно разжиженном грунте, получили большую неравномерную осадку и оторвались по вертикальной трещине от двух ранее (до аварии водопровода) возведенных секций. Ширина трещины вверху здания достигла 4 см. Армированный пояс, предусмотренный проектом в связи с неоднородностью основания, при этом разорвался. Грунты выперли из под подошвы фундаментов и разрушили бетонный пол в подвале.

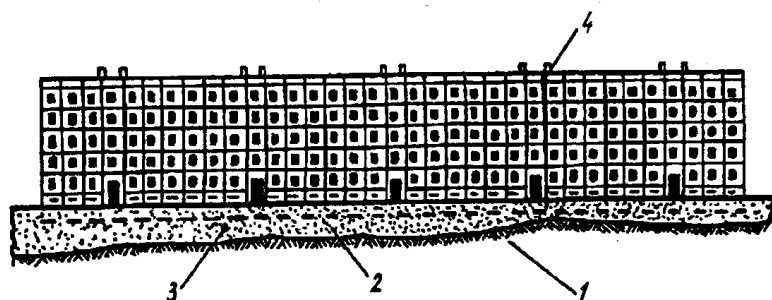


Рис. 1.5. Схема деформации крупнопанельного жилого дома из-за неравномерной деформации грунтового основания при аварии трубопровода:

1 — скальный грунт; 2 — суглинок; 3 — труба водопровода; 4 — трещина в вертикальном шве панелей

Если, в процессе отрывки котлована его дно оказалось ниже проектной отметки, то необходимо произвести подсыпку до проектной отметки грунта с его уплотнением. Желательно для подсыпки применять песчаный грунт или щебенку. Однако следует иметь в виду, что рыхлая неравномерно уплотненная подушка вызовет неравномерную осадку фундаментов. Особенно неблагоприятные условия устройства песчаной подушки создаются при работе в зимних условиях. Лучшим решением будет понижение отметки подошвы фундаментов до дна открытого котлована. Это приведет к удорожанию фундаментов, но исключит его большие неравномерные осадки.

Большой ущерб зданию наносит промораживание пучинистых грунтов. Причем промораживание грунтов может происходить не только в процессе котлованных работ и возведения фундаментов, но и позднее, когда при наступлении зимнего времени не осуществили обратную засыпку пазухов у фундаментов и не произвели утепление подвала.

В качестве иллюстрации последнего можно привести случай, происшедший в г. Пушкине, когда двухэтажное кирпичное здание с подвалом из-за промерзания грунта под фундаментами средних продольных стен расколосось вдоль на две части. Ширина трещин наверху торцевых стен достигла 10 см. Это бы не произошло, если бы строители своевременно закрыли окна подвала и утеплили бы фундаменты под средними стенами, глубина заложения подошвы которых от пола подвала составляла всего 50 см (фундаменты под наружными стенами оказались утепленными керамзитным гравием, сыпанным в подвал).

В г. Гатчина Ленинградской области почти полностью законченный строительством пятиэтажный крупнопанельный дом не был подключен зимой к сети отопления, не была проведена наружная планировка, не были засыпаны пазухи у фундамента, оконные проемы в подвале остались незаполненными. В результате промораживания пучинистых грунтов под подошвой фундаментов и увлажнения их талыми и дождевыми водами здание получило большие деформации: в наружных и внутренних стеновых панелях и плитах перекрытий образовались многочисленные трещины с большим раскрытием.

Как уже отмечалось выше, отрицательно на состояние грунтового основания сказываются длительные перерывы в строительных работах.

Годами стоят отрытые котлованы, возведенные фундаменты без обратной засыпки и защиты грунта от промерзания под подошвами фундаментов и в условиях сильного увлажнения [25].

Если строительные работы возобновляются без выполнения специальных мер, разработанных с учетом реального состояния грунтов основания, то неизбежны большие неравномерные осадки фундаментов и деформации надземных конструкций.

1.3.2. Дефекты возведения фундаментов, приводящие к снижению прочности тела фундаментов мелкого заложения и ухудшению условия их работы

Деформации фундаментов и опирающихся на них конструкций зданий и сооружений происходят не только от неудовлетворительной работы грунтового основания, но и от недостаточной прочности тела фундаментов и смещения их из проектного положения.

При изготовлении и монтаже сборных и монолитных фундаментов чаще всего встречаются следующие дефекты:

- снижение прочности бетона по сравнению с проектной;
- несоответствие арматуры по диаметру, количеству и классам стали проекту;
- несоблюдение требуемой толщины защитного слоя бетона;
- смещение арматуры из проектного положения;
- уменьшение проектных размеров фундаментов;
- смещение фундаментов в плане и по высоте;
- некачественное выполнение монолитных железобетонных поясов в фундаментах;
- отсутствие или некачественное выполнение горизонтальной и вертикальной гидроизоляции фундаментов.

Снижение прочности бетона сборных фундаментов чаще всего происходит из-за недостаточной их тепловой обработки, а монолитных — из-за промораживания бетона в зимних условиях и от отсутствия ухода за бетоном в летнее время.

Уменьшение прочности бетона сказывается прежде всего на прочности фундаментов на продавливание и по наклонным

сечениям. При низкой прочности бетона фундаментов под колоннами ухудшаются условия заделки колонны в фундаменте.

Если фундамент находится в агрессивной среде, то его прочность и долговечность снижаются при недостаточно плотном бетоне и бетоне, приготовленном на цементе, не стойком к данной агрессивной среде.

Уменьшение количества и прочности арматуры снижает прочность плитной части на изгиб, а подколонной части — на сжатие и раскалывание.

Уменьшение толщины защитного слоя бетона приводит к коррозии арматуры и снижает срок службы фундамента. При устройстве монолитных фундаментов более надежно делать их по бетонной подготовке, особенно, если грунты основания имеют высокую влажность.

Смещение арматуры плитной части фундамента из проектного положения либо уменьшает толщину защитного слоя бетона, либо снижает рабочую высоту фундамента, а следовательно, его прочность на продавливание и изгиб.

Уменьшение размеров фундаментов увеличивает давление на грунт и их осадку.

Уменьшение высоты подошвы фундамента снижает его прочность на продавливание, на изгиб и по наклонному сечению.

Уменьшение толщины дна стакана может вызвать продавливание фундамента колонной.

Смещение фундаментов в плане делает невозможным нормальное возведение надземной части здания или сооружения. Колонны в этом случае получают либо соответствующее смещение в плане, либо наклон, а элементы перекрытий — недостаточное опирание.

Смещение в плане ленточных фундаментов приводит к эксцентриситету приложения нагрузки от стен, ухудшает условия работы как фундаментов, так и стен. При этом возрастают значения и неравномерность напряжений под подошвой и по обрезу фундамента. Смещение фундамента по высоте приводит к необходимости углубления дна стакана или уменьшению глубины заделки колонны в фундаменте. В первом случае может произойти продавливание фундамента колонной, а во втором — не обеспечивается достаточная заделка колонны в фундаменте. В ленточных фундаментах смещение фундаментов по

высоте приводит к необходимости срубки верха фундамента или наращивания его.

Не всегда уделяют должное внимания устройству монолитных железобетонных поясов в фундаментах. Бетон этих поясов испытывает зимой раннее замораживание, а летом — пересушивание. Железобетонный пояс со слабым бетоном не обеспечивает связь арматуры с телом фундамента и может быть раздавлен расположенными выше конструкциями.

Некачественное выполнение железобетонных поясов в фундаментах снижает их жесткость в вертикальной плоскости, увеличивает неравномерность осадки фундаментов, что приводит к увеличению чувствительности здания и сооружения к неравномерным осадкам фундаментов. Поэтому, при возможности (по согласованию с проектной организацией), железобетонные пояса лучше заменить армированными швами, не требующими ухода за ними как в зимнее, так и в летнее время.

Отсутствие или некачественное выполнение горизонтальной гидроизоляции стен вызывает при эксплуатации повышение влажности стен.

Для горизонтальной гидроизоляции нельзя применять рулонные материалы на бумажной основе, пропитанные нефтепродуктами (рубероид, пергамин), так как они быстро разрушаются под воздействием микробов и теряют свои гидроизоляционные свойства. Дольше служит толь (картон, пропитанный каменноугольной смолой, более устойчивой к микробам), но и он не является гнилостойким. Для горизонтальной гидроизоляции фундаментов следует применять рулонные материалы гнилостойкие, имеющие длительный срок службы.

Для горизонтальной гидроизоляции фундаментов под кирпичные столбы с целью увеличения сцепления столбов с фундаментами обычно применяют жирный цементно-песчаный раствор состава 1:1 или 1:2 без или с добавкой, повышающей водонепроницаемость цементного раствора.

Если при агрессивных подземных водах не сделать вертикальную гидроизоляцию фундаментов, то это приведет к сокращению срока службы фундаментов.

Из-за низкой квалификации инженерно-технического персонала на строительстве могут встречаться непредсказуемые

дефекты строительных конструкций. Примером может быть совершенно необычный случай разрушения фундамента здания, построенного в Ленинградской области. Под четырехэтажную кирпичную пристройку к каркасному зданию проектом было предусмотрено устройство монолитного бетонного ленточного фундамента. В основании фундамента залежали глинистые пучинистые грунты. Работы по возведению фундаментов производились в зимнее время, и по просьбе строителей проектная организация выдала проект сборного варианта фундамента из бетонных блоков и железобетонных подушек.

Грунты в основании были проморожены, и производитель работ решил увеличить ширину подошвы фундамента. С этой целью он повернул на 90° вокруг вертикальной оси железобетонные подушки, что увеличило ширину подошвы с 1,6 м до 2,4 м. При этом рабочая арматура подушек оказалась перпендикулярной к плоскости действия изгибающего момента (рис. 1.6). Слабая распределительная арматура подушек, расположенная в плоскостях, параллельных действию изгибающего момента, оказалась явно недостаточной и оборвалась после оттаивания грунтов основания. Подушки переломились вдоль плоскостей боковых поверхностей фундаментов блоков, и фундамент дал большую осадку в глинистых грунтах, пришедших в текучее состояние в период оттаивания.

Четырехэтажная пристройка оторвалась от основного здания и наклонилась наружу до 12 см.

Здесь поражает безграмотность производителя работ: во-первых, попытка увеличением ширины подошвы фундамента устранить отрицательные последствия замораживания глинистого пучинистого грунта, а во-вторых, полное непонимание работы простейшей конструкции железобетонной фундаментной подушки.

Часто встречаются случаи раннего замораживания бетона монолитных свайных ростверков. Свайные ростверки имеют малое поперечное сечение и их бетон быстро промерзает на всю толщину. Без прогрева бетона устройство свайных ростверков в зимних условиях недопустимо.

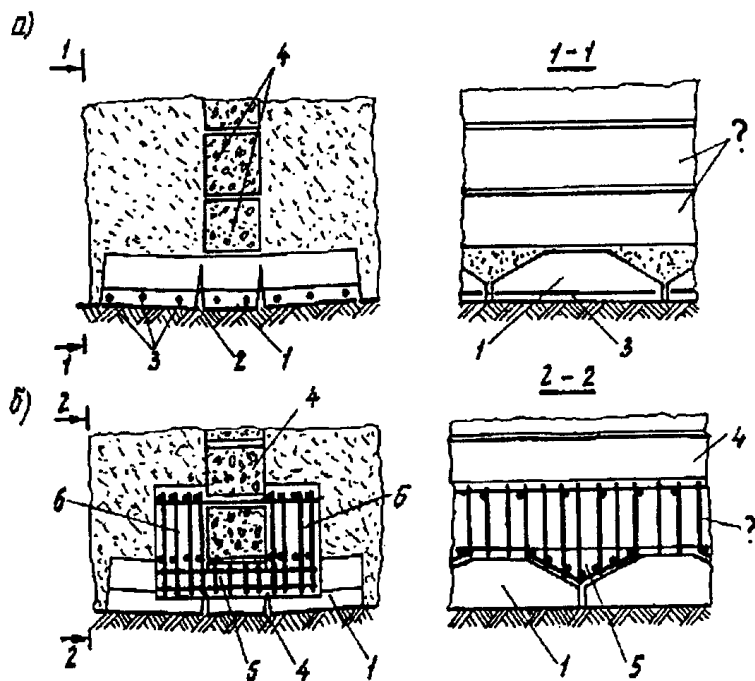


Рис. 1.6. Схема разрушения фундамента из-за неправильной укладки железобетонных подушек и конструкции усиления (а — фрагмент фундамента; б — деталь усиления фундамента):

1 — железобетонная подушка; 2 — трещина в подушке; 3 — рабочая арматура подушек; 4 — бетонные фундаментные блоки; 5 — поперечная железобетонная балка усиления; 6 — продольные балки усиления

Монолитные ростверки, возводимые в летних условиях, требуют соответствующего ухода (сохранения влажности в период твердения и набора прочности). В противном случае бетон пересыхает и теряет прочность.

Свайные ростверки при низкой прочности бетона не могут быть надежным основанием для надземных частей здания или сооружения.

Если монолитный свайный ростверк бетонируют на поверхности грунта, то необходимо чтобы эта поверхность выполняла роль нормальной опалубки, т.е. растворная часть бетона не должна проникать в грунт. В противном случае нижняя часть ростверка получается пористой, в ней образуются раковины.

Чтобы это не происходило, грунт под ростверком должен быть уплотнен, выровнен и покрыт водонепроницаемым покрытием (рубероидом, синтетической пленкой).

Если под ростверком находятся пучинистые грунты, то нужно исключить их влияние на здание или сооружение. С этой целью между поверхностью грунта и нижней плоскостью ростверка необходимо делать зазор не менее 5 см. В этом случае без опалубки нижней поверхности ростверка не обойтись.

1.4. Нарушения нормальной работы грунтового основания фундаментов, вызванные несоблюдением правил эксплуатации зданий и сооружений

1.4.1. Нарушение нормальной работы грунтового основания

Работа фундаментов в период эксплуатации здания или сооружения может быть нарушена увлажнением основания из-за неисправности санитарно-технических систем, разрушения отмостки и водосточных труб. Замачивание основания особенно опасно при наличии просадочных грунтов. Такие замачивания происходят при авариях санитарно-технических систем, нарушении целостности водозащитных лотков под этими системами, обильных поливах зеленых насаждений, расположенных у зданий, и т.п.

При обследовании зданий часто можно видеть, как происходит длительное увлажнение грунтов в подвалах и технических подпольях из-за нарушения плотности стыков трубопроводов технических систем.

В Ленинграде в 1989 г. произошло обрушение части секции пятиэтажного кирпичного жилого дома. Одной из главных причин обрушения была длительная неравномерная осадка участка фундамента с образованием и значительным раскрытием трещин в стенах. Неравномерная осадка фундаментов произошла из-за продолжительных протечек санитарно-технических систем в ателье, расположенном на первом этаже. Вода от протечек поступала под фундамент и насыщала и без того слабые суглинистые грунты.

Иногда горизонтальные участки сети канализации вместо подвески к перекрытию прокладывают по полу подвала. Если полы по какой-либо причине проседают, то стыки труб системы канализации расстраиваются и сточные воды поступают в подвал, замачивая грунты основания.

1.4.2. Снижение прочности фундаментов из-за нарушения правил эксплуатации зданий

Прочность фундаментов может быть снижена в результате пробивки отверстий и проемов для пропуска коммуникаций. Особенно это касается фундаментов старых зданий, выложенных из валунов.

Проточные воды при протечках санитарно-технических систем и периодических затоплениях поверхностными водами подвалов, вызывающие вымывание свободной извести и цемента, могут привести к разрушению каменных и бетонных фундаментов.

Опасны для фундаментов проливы на пол агрессивных жидкостей (кислот, щелочей). С этим можно встретиться в гальванических цехах при неисправном оборудовании.

1.4.3. Дефекты фундаментов, вызванные ошибками при реконструкции зданий и сооружений

При проектировании реконструкции здания или сооружения чаще всего принимают ошибочные решения из-за неправильной оценки несущей способности грунтов основания под эксплуатируемым зданием или сооружением, состояния конструкций фундаментов и надземных частей здания. Поэтому до проектирования реконструкции здания необходимо выполнить инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания в таком же объеме, как и при проектировании нового строительства. Кроме того, должно производиться обследование всех конструкций реконструируемого здания. Необходим прогноз поведения всех конструкций после возведения новых и в случае увеличения временных нагрузок.

Только выполнение всех этих работ, глубокий анализ полученных результатов позволит разработать решения, обеспечивающие надежность здания после его реконструкции.

При проектировании и производстве работ по реконструкции здания должны разрабатываться и соблюдаться все необходимые меры по сохранению или минимальному нарушению состояния основания реконструируемого здания.

Если новый фундамент заглубляется ниже подошвы существующего, то необходимо устройство шпунтового ограждения. Открытый водоотлив из нового котлована, как правило, приводит к вымыванию частиц грунта из-под подошвы существующего фундамента и большим неравномерным осадкам последнего. В этом случае неминуемо появление трещин в конструкциях существующего здания.

Даже если вместо открытого водоотлива из котлована применяется водопонижение с помощью иглофильтров, из-за большой кривизны депрессивной кривой поверхности подземных вод следует ожидать неравномерные осадки фундаментов существующего здания (рис. 1.7).

Если при реконструкции здания в зимний период подвальные помещения оказываются с открытыми проемами в наружных стенах, то может произойти промораживание грунтов ниже подошвы фундаментов. При наличии в основании пучинистых грунтов это вызовет деформацию фундаментов и надземных конструкций здания или сооружения.

При реконструкции часто устраивают новые входы в подвалы. При этом забывают, что подошва существующих фундаментов оказывается заглубленной на небольшую глубину относительно пола у нового входа и грунты под подошвой старого фундамента могут быть заморожены в зимнее время. При наличии пучинистых грунтов это неминуемо приведет к деформации фундамента и конструкций, опирающихся на него (рис. 1.8).

В зданиях старой постройки надо быть очень осторожным при решении вопроса о возможности углубления пола подвала.

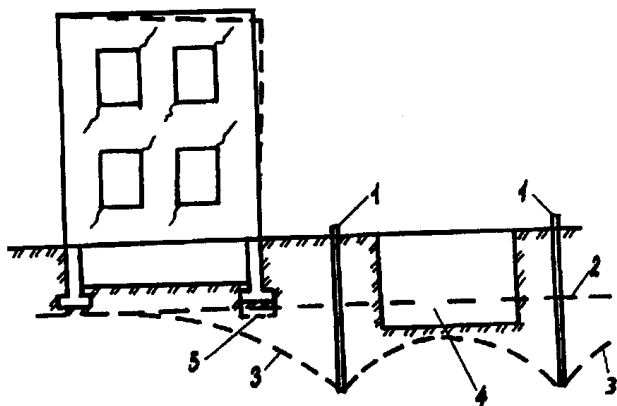


Рис. 1.7. Схема деформации здания вследствие понижения уровня грунтовых вод:

1 — иглофильтры; 2 — уровень подземных вод до водопонижения; 3 — то же после водопонижения; 4 — котлован для нового здания; 5 — уровень подошвы фундамента существующего здания после осадки грунтового основания

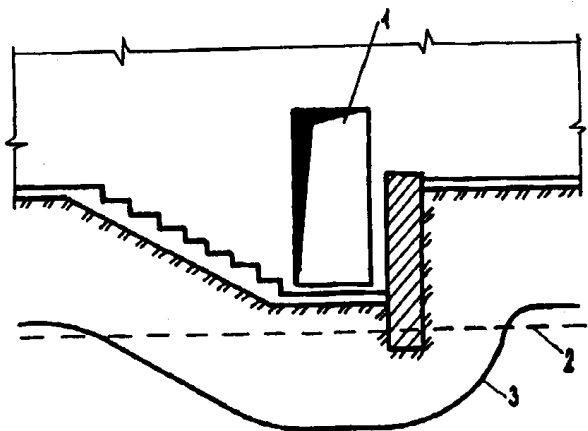


Рис. 1.8. Схема промерзания грунтов у входа в подвал:

1 — вход в подвал; 2 — подошва фундамента; 3 — граница промерзания грунтов

ласти. Старые деревянные перекрытия были заменены на новые из сборного железобетона, были устроены новые стропила и новая кровля. Под частью здания было решено сделать эксплуатируемый подвал вместо существующего невысокого технического подполья, при этом пол подвала оказался на уровне подошвы существующих фундаментов. Нижняя часть фундамента, выполненная из валунов без раствора, вывалилась в подвал. Стена, опирающаяся на этот фундамент, осела на несколько десятков сантиметров и частично обрушилась. Деформировались соответственно и конструкции перекрытий, кирпичные перегородки обрушились. В результате здание, на реконструкцию которого израсходовали большие средства, было признано негодным для восстановления.

Если конструкция тела фундамента позволяет углублять пол подвала, то глубина подвала должна определяться расчетом, но в любом случае подошва фундамента не может приближаться к отметке пола подвала менее, чем на 0,5 м.

При углублении фундаментов меняется и расчетная схема работы фундаментов. В них увеличивается изгибающий момент от бокового давления грунта.

При строительстве рядом с существующими зданиями новых иногда нарушается сток поверхностных вод и происходит затопление подвалов этими водами. При этом возникает периодическое повышение влажности грунтового основания со всеми вытекающими отсюда последствиями.

При строительстве дренажа недалеко от существующих зданий можно ожидать дополнительные неравномерные осадки их фундаментов в связи с уплотнением грунтов в основании при уменьшении их влажности. Очень опасно понижение уровня подземных вод рядом со старыми зданиями, стоящими на деревянных сваях или лежнях. Если уровень подземных вод опустится ниже головок свай или лежней, то они сгниют и здание получит большие неравномерные деформации.

Если нижняя часть фундамента выполнена из валунов в распор со стенами траншеи, то при обнажении этих участков в процессе углубления пола подвала происходит вывал валунов и разрушения фундаментов. Подобный случай произошел при реконструкции старого двухэтажного дома в Ленинградской об-

2. ДЕФЕКТЫ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Дефекты каменных конструкций, вызванные ошибками и недоработками при проектировании

При проектировании каменных конструкций зданий в ряде случаев встречаются решения, которые приводят к дефектному состоянию этих конструкций.

Иногда в проектах предусматривается применение различных по прочности, жесткости, водопоглощению и долговечности материалов для кладки стен. Не всегда учитывается влияние температурного воздействия на работу каменных конструкций. Это может привести к нарушению целостности конструкций.

В некоторых проектных решениях несущие кирпичные столбы перерезаются конструкциями из сборного железобетона. При этом для части сечения столба опорой служит железобетонная конструкция, а для другой — кирпичная кладка (рис. 2.1). Так как железобетон значительно жестче кирпичной кладки, то вся нагрузка от столба практически передается только в пределах площади соприкосновения столба с железобетоном. Некратность размеров железобетонной конструкции и рядов кладки из кирпича усугубляет этот дефект. В данном случае лучше было бы применить платформенный стык, когда железобетонный элемент пересекает все сечение кирпичного столба.

Облицовка кирпичной кладки керамическими плитками напряжена больше, чем кладка. Это вызвано тем, что керамические облицовочные камни жестче, чем обожженный, и, особенно, силикатный кирпич, а высота их больше, чем высота кирпича и, следовательно, количество горизонтальных швов в облицовке меньше, чем в кладке. Деформация же кладки происходит в значительной своей части за счет деформации швов. Напряжения в облицовке продолжают возрастать с течением времени вследствие деформации ползучести кладки. Во многих случаях по этим причинам происходит разрушение облицовки.

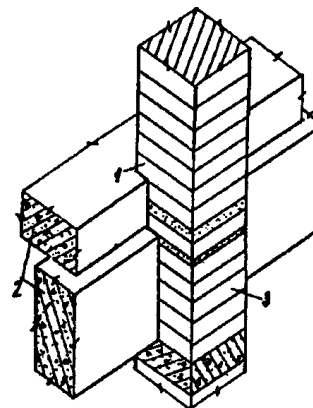


Рис. 2.1. Неправильное опирание кирпичного столба в уровне перекрытия: часть сечения столба (1) опирается на железобетонную конструкцию перекрытия (2), часть — на кирпичную кладку (3)

Температурные колебания вызывают в облицовке деформации сдвига, что ускоряет ее разрушение. Появление вертикальных трещин в облицовке свидетельствует о значительном ее перенапряжении. Все это должно учитываться в проекте при разработке конструкции сопряжения облицовки с кладкой.

В наружных стенах кирпичных зданий часто наблюдаются трещины, вызванные сезонными колебаниями температуры воздуха. Эти трещины возникают ниже и выше опорных частей железобетонных перемычек и огибают с торцов последние, затухая в пределах перемычного пояса и иногда выходя на боковые грани простенков. Из-за разности коэффициентов линейного расширения кладки и железобетона между торцами железобетонных перемычек и кладкой образуется зазор. Трещины не являются сквозными и обычно затрагивают только наружную версту кладки стен.

Практика обследования показала, что температурные трещины возникают в кирпичных стенах, если при проектировании не учтено конфигурации плана здания на появление температурных деформаций.

Так, при наличии выступов участков наружных стен (ризалитов) в местах примыкания продольных наружных стен между ризалитами к поперечным стенам ризалитов развиваются температурные трещины (рис. 2.2). В зданиях с планом в виде кольца из-за разности температуры внутренних и наружных стен появляются трещины в местах сопряжения внутренних стен с наружными (рис. 2.3).

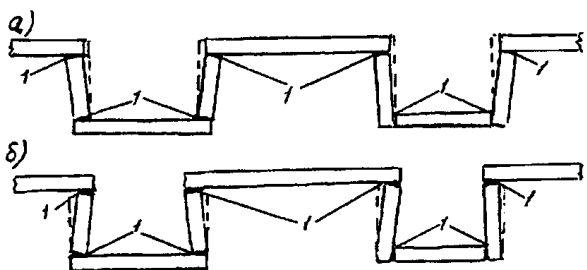


Рис. 2.2. Схема возможной деформации стен при наличии выступов (ризалитов) в зданиях (а — при охлаждении стены; б — при нагреве стены):

1 — трещины

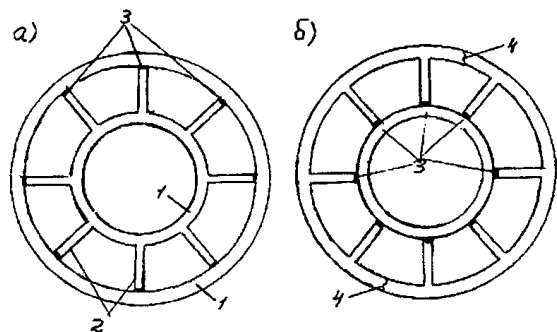


Рис. 2.3. Схема деформации наружных стен здания кольцевой формы в плане (а — при повышении температуры наружного воздуха; б — при понижении температуры наружного воздуха):

1 — наружные стены; 2 — внутренние стены; 3 — трещины в примыкании поперечных стен; 4 — трещины в наружной стене

Можно привести и другие примеры появления трещин в кирпичных стенах, когда при проектировании не учитывается влияние температурных деформаций.

Нельзя проектировать облицовку кирпичной стены лицевым кирпичом, связанным с внутренним слоем стены только гибкими связями. Внутренний слой стены испытывает небольшие сезонные и суточные колебания температуры, а на наружный облицовочный слой действуют максимальные сезонные и суточные перепады температуры наружного воздуха и солнечной радиации. Это приводит к тому, что при охлаждении наружного слоя он не может беспрепятственно сокращаться и в нем появляются

трещины. К сожалению, подобная конструкция стен появляется в рекламах кирпичных заводов и используется в проектах.

Сезонные температурные перепады являются многообразным воздействием. Трещины, образовавшиеся в кладке при понижении температуры, не полностью закрываются при ее повышении. Со временем в кладке происходит накопление повреждений, что может привести к частичному обрушению облицовочного слоя стен и выпадению наружного сборного элемента перемычки. В проектах следует предусматривать конструктивное сетчатое армирование кладки выше и ниже опорных концов перемычек, что будет препятствовать температурному разрушению кладки [19].

Покрытия из железобетонных плит с рулонной кровлей без утеплителя летом сильно нагреваются солнечными лучами. В кирпичных зданиях с такими покрытиями температурные деформации покрытия значительно превышают температурные деформации стен. В связи с этим происходит отрыв торцевых стен в их верхней части от продольных. Образовавшиеся трещины по причинам, рассмотренным выше, растут во времени. Для устранения этого дефекта необходимо в проекте предусматривать соответствующие зазоры между торцами плит покрытия и кладкой стен и укладку под опорами плит рубероида или толи для уменьшения трения плит о кладку во время температурной деформации плит [21].

В связи с тем, что прочность каменной кладки во многом зависит от однородности растворной постели, а однородную растворную постель можно получить только при пластичном растворе, не следует предусматривать в проекте чисто цементные растворы без пластификаторов. Чисто цементные растворы, отдавая воду кирпичу, быстро теряют свою подвижность.

Если проектируется наружная цементная штукатурка при пористых материалах стены, то она становится преградой на пути перемещения паров из помещения наружу. Пары конденсируются в слоях стены, прилегающих к штукатурке, увлажняя стену, повышают ее теплопроводность и снижают морозостойкость. То же происходит, если применять расшивку швов цементным раствором при кладке на пористых и легких растворах. Особенно отрицательные последствия в этом случае имеют место для стен, ограждающих сырые помещения (бани, прачечные и др.).

При проектировании зданий на слабых грунтах часто проектом предусматриваются монолитные железобетонные пояса по кирпичным стенам. Технология железобетона — значительно отличается от технологии каменной кладки, поэтому применение монолитных железобетонных поясов затрудняет ведение строительных работ. В летнее время трудно обеспечить должный уход за уложенным бетоном и часто допускается его пересушка. В зимнее время сложно обеспечить обогрев относительно тонких железобетонных поясов. И, как правило, устанавливают опалубку, армируют пояс и укладывают бетон камешками, ведущие кладку стен и не являющиеся специалистами в этих работах. В связи с этим качество поясов, а отсюда и стен, получается низким.

В то же время монолитные железобетонные пояса легко заменить на армокаменные. На рис. 2.4 показаны сечения железобетонных монолитных поясов, обычно предусматриваемых в проектах, и равные им по прочности армокаменные. Армокаменные конструкции технологичны для каменной кладки, обладают высокими прочностными свойствами и не требуют ухода ни в летнее, ни в зимнее время. Отсюда следует вывод, что во всех случаях, когда есть потребность в устройстве армированных поясов, следует вместо железобетонных проектировать армокаменные пояса. Исключение можно сделать только для зданий, строящихся в сейсмических районах, в которых работа армокаменных поясов недостаточно изучена.

Недопустимо предусматривать в проекте в пределах одного этажа, несколько марок кирпича и раствора. В реальных условиях строительной площадки это приводит к появлению элементов с заниженной против проекта прочностью. На рис. 2.5 а показан фрагмент плана неудачного проектного решения стен здания четырехэтажной кухни-столовой, когда в пределах одного этажа применены три марки кирпича и две марки раствора. В то же время, применив в отдельных элементах здания поперечное сетчатое армирование (рис. 2.5 б), можно было предусмотреть в пределах этажа только одну марку кирпича и одну марку раствора.

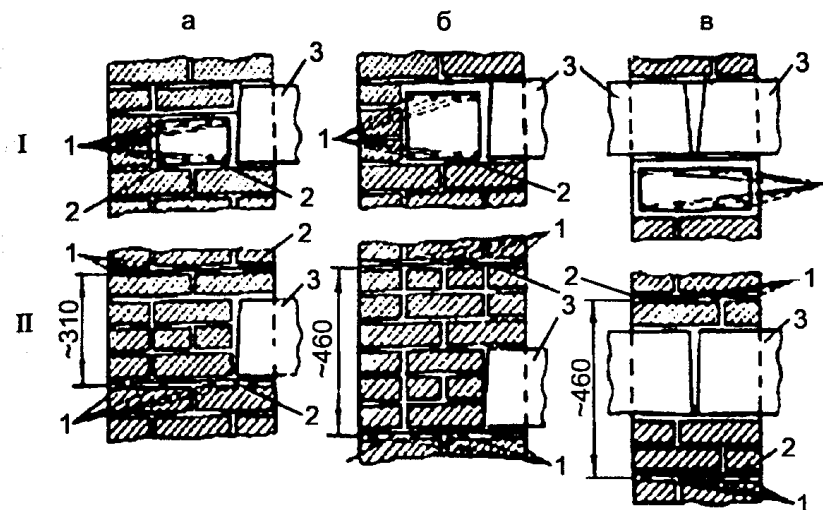


Рис. 2.4. Схема равнопрочных железобетонных (I) и армокаменных (II) поясов (бетон В12,5; раствор М50; армирование поперечными стержнями Ф 6А-1 с шагом 150 мм) (а — наружных стен при сечении железобетонного пояса 250×150 мм; б — наружных стен при сечении железобетонного пояса 250×220 мм; в — внутренних стен при сечении железобетонного пояса 380×150 мм):

1 — продольные стержни; 2 — поперечные стержни (хомуты); 3 — плита перекрытия

Учитывая большое влияние на прочность кладки квалификации каменщиков и отсутствие резерва прочности в кладке стен и столбов первых этажей многоэтажных зданий (9 и более этажей), следует в участках стен и столбах, где их прочность используется более, чем на 80%, применять поперечное сетчатое армирование по конструктивному минимуму ($\mu=0,1\%$). При этом прирост прочности кладки составит около 25%, что компенсирует снижение прочности кладки, вызванное работой каменщиков невысокой квалификации.

Из сказанного выше следует сделать вывод, что уже на стадии проектирования можно избежать появления многих дефектов каменной кладки, если учесть условия ее возведения и эксплуатации.

В настоящее время в многоэтажных домах с монолитными железобетонными перекрытиями и внутренними стенами применяются навесные наружные стены.

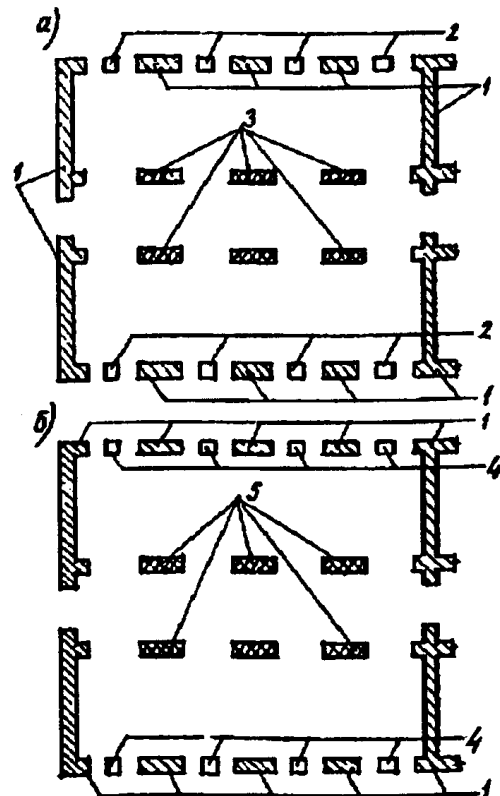


Рис. 2.5. Фрагмент плана первого этажа четырехэтажной кухни-столовой (а — по плану; б — возможное решение при применении одной марки кирпича и одной марки раствора):

1 — кладка из кирпича М100 на растворе М50; 2 — кладка из кирпича М125 на растворе М75; 3 — кладка из кирпича М150 на растворе М75; 4 — кладка из кирпича М100 на растворе М50 с сетчатым армированием при $\mu=0,1\%$; 5 — кладка из кирпича М100 на растворе М50 с сетчатым армированием при $\mu=0,175\%$

Конструкция стен различная, но все они обладают серьезными недостатками. Навесные стены, как правило, имеют внутренний слой из газобетонных камней. Наружный слой этих стен выполняется по-разному. Он может быть из лицевых керамических кирпичей или из слоя легкого минерального утеплителя. Слои стен из газобетонных камней и керамических кирпичей должны скрепляется стальными сетками, укладываемыми

с шагом 500 мм по высоте. Стена должна иметь анкеровку к поперечным железобетонным стенам.

В проектах первых домов с монолитными железобетонными внутренними конструкциями применялись в основном навесные стены с наружным слоем из облицовочного керамического кирпича (рис. 2.6) [35]. Наружный слой этих стен имеет опору только на краю плиты перекрытия, так как деформация кладки определяется только деформацией растворных швов, а между облицовочным слоем и железобетонной плитой расположен только один растворный шов, а за пределами плиты — три растворных шва.

При точном выполнении конструкций плиты междуэтажного перекрытия глубина опирания кирпичной облицовки на плиту составляет всего 80 мм. Устойчивость стен при этом обеспечивается только анкеровкой ее к поперечным стенам.

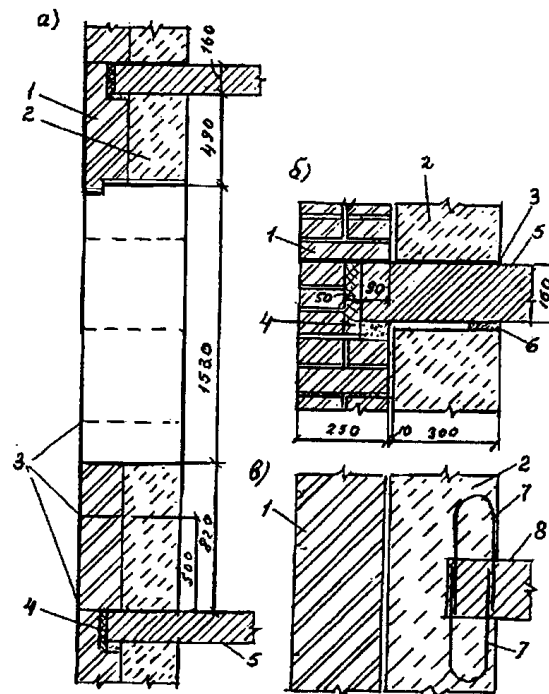


Рис. 2.6. Сечение по наружной двухслойной стене (а) узел сопряжения стены с перекрытием (б) анкеровка наружной стены к поперечной (в):

1 — кирпичная кладка; 2 — газобетонные блоки; 3 — сетки связей между слоями стены; 4 — пенополистерол; 5 — железобетонная плита перекрытия; 6 — зачеканка раствором; 7 — петлевой анкер из Ф5Вр-1; 8 — поперечная стена

Обследования показали, что края плит перекрытий находятся не в одной вертикальной плоскости, а смещены относительно друг друга на несколько сантиметров. При этом опирание кирпичного облицовочного слоя на край плиты может оказаться меньше 80 мм.

При опирании наружной кирпичной облицовки навесных стен на плитку перекрытия по всей толщине облицовки из-за смещения краев плит из одной вертикальной плоскости часть краев плит перекрытий выступает за наружную плоскость стен, часть оказывается утопленной внутрь стен. В первом случае облицовка увлажняется атмосферными водами, что приводит к разрушению пустотелого кирпича облицовки. Во втором случае растворное заполнение борозды в стене ненадежно связано с торцами плиты и кладкой, что грозит выпадением участков раствора.

В проектах двухслойных стен обычно указывается, что связующие метки должны укладываться через 500 мм по высоте. Но известно, что расстояние между горизонтальными швами кирпичной кладки не может быть равным 500 мм. При нормальной толщине горизонтальных швов ближайший размер равен 539 мм. В результате связующие сетки укладывают с перегибом, что резко снижает связь слоев стены. Понимая это, в некоторых проектах предлагают делать швы толщиной 7 мм, но это нереально выполнить, а при невысокой квалификации каменщика при этом резко снизится прочность кладки.

При навесной стене из газобетонных камней и утеплением стен снаружи, например, плитами Rock Wool долговечность нарушенного слоя по сравнению с долговечностью остальных конструкций дома оказывается незначительной.

Таким образом, до настоящего времени не разработана конструкция навесных стен многоэтажных домов с монолитными стенами, отвечающая требованиям надежности и долговечности, что является большим недостатком этих домов.

2.2. Дефекты возведения каменных конструкций

К наиболее характерным дефектам каменных конструкций, допускаемыми при их возведении, могут быть отнесены следующие:

- неоднородность растворной постели;
- применение вида и марок кирпича и раствора не соответствующих проектным;
- некачественная перевязка камней в кладке, отсутствие перевязки продольных стен с поперечными;
- пропуск или занижение сечений связей стен с колоннами и перекрытиями;
- утолщение горизонтальных швов кладки против предусмотренных нормами;
- плохое заполнение раствором вертикальных швов кладки;
- нарушение вертикальности стен и столбов;
- укладка прогонов и балок на стены и столбы без опорных плит; недостаточная длина опирания перемычек на стены;
- пропуск или уменьшение количества арматуры в армокаменных конструкциях;
- некачественное выполнение металлических покрытий парапетов, карнизов и поясков, а также примыканий кровли к стенам;
- неправильное выполнение температурных, осадочных и антисейсмических швов;
- дефекты кладки из-за нарушения правил производства работ в зимних условиях.

Все перечисленные дефекты, кроме первого - неоднородности растворной постели, более или менее видимы и могут быть оценены количественно. Однако, неоднородность растворной постели, оказывающая наибольшее влияние на прочность кладки, является скрытым, трудно оцениваемым количественно дефектом.

Следует иметь в виду, что однородную растворную постель из малоподвижного раствора при толщине горизонтальных швов 10...12 мм может создать только каменщик высокой квалификации. Так, как во многих случаях квалификации каменщиков оказывается недостаточно высокой, то рекомендуется выполнить ряд мероприятий, способствующих повышению однородности растворной постели: не применять жестких цементных растворов, внедрять подвижные растворы с пластифицирующими добавками, не допускать заужения горизонтальных швов (менее 12 мм), по согласованию с проектной организацией в сильно нагруженных конструкциях предусматривать конструктивное сетчатое армирование, обожженный кирпич применять в кладку в летнее время только в увлажненном состоянии.

Однако для сильно нагруженных каменных конструкций (нижних этажей многоэтажных зданий) и этих мероприятий может оказаться недостаточно. Поэтому в этом случае для кладки нужно использовать труд только высококвалифицированных каменщиков.

Занижение марок кирпича и раствора приводит к снижению прочности кладки. При этом, как видно из рис. 2.7 и 2.8, прочность камня больше влияет на прочность кладки, чем прочность раствора. Снижение прочности раствора влияет на прочность кладки тем больше, чем ниже высота камня. Прочность раствора сказывается больше на прочности кладки из камней неправильной формы, чем из камней, имеющих форму правильного параллелепипеда. Наименьшее влияние прочность раствора имеет в крупноблочной кладке, наибольшее — в бутовой.

Все это надо иметь в виду при оценке влияния допущенных при строительстве отступлений в марках камня и раствора.

Применение видов камня и раствора, не предусмотренных проектом, может привести к серьезным последствиям. Недопустимо использование камня, имеющего морозостойкость и влагостойкость меньше проектной; силикатного кирпича вместо глиняного обыкновенного во влажных условиях, при низких расчетных температурах без изменения толщины наружных стен и в стенах, имеющих дымовые каналы; полнотелого кирпича в наружных стенах вместо пустотелого; тяжелого раствора вместо легкого и т.п. Такие замены могут привести к разрушению каменных конструкций и промерзанию наружных стен зимой.

Рис. 2.7. Зависимость прочности кладки R от прочности R_1 и вида камня:
1 — кладка из кирпича на растворе М50; 2 — кладка из кирпича на растворе М100; 3 — кладка из крупных блоков на растворе М50; 4 — кладка из крупных блоков на растворе М100; 5 — кладка из рваного бута на растворе М50; 6 — кладка из рваного бута на растворе М100

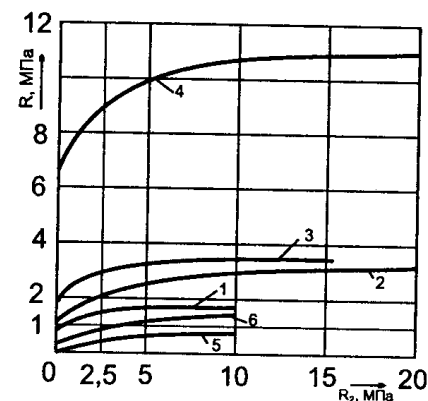
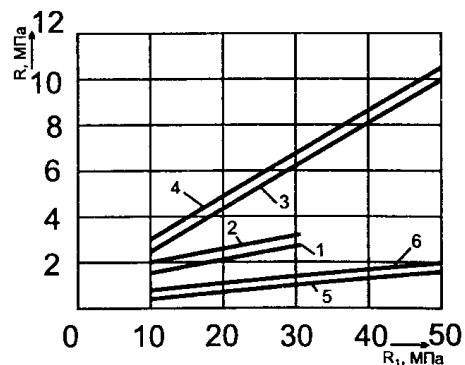


Рис. 2.8. Зависимость прочности кладки R от прочности раствора R_2 и вида камня:

1 — кладка из кирпича М100; 2 — кладка из кирпича М200; 3 — кладка из крупных блоков М100; 4 — кладка из крупных блоков М500; 5 — кладка из рваного бута М100; 6 — кладка из рваного бута М500

Применение неправильной перевязки кирпича (например, кладка столбов «в корзинку»), нарушающей связь верстовых рядов с забутовкой, заполнение забутовки стен кирпичным боем могут привести к обрушению сильно нагруженных столбов и простенков и отслоению наружной версты от забутовки на протяженных участках стены. Отсутствие перевязки наружной версты с забутовкой при кладке в зимних условиях методом замораживания приводит к обрушению наружного слоя стены при оттаивании кладки. Как показали исследования Л. И. Онищика и В. П. Некрасова [50, 51], для обеспечения требуемой прочности кирпичной кладки достаточно иметь тычковые ряды не реже, чем через шесть ложковых. В проектах обычно предусматривается перевязка тычковыми рядами не реже, чем через пять ложковых.

Часто встречающийся дефект каменной кладки — отсутствие перевязки продольных стен с поперечными — приводит к снижению устойчивости участков стен и пространственной жесткости здания. В случае неравномерной осадки фундаментов при этом появляется возможность обрушения стен. Особенно опасно отсутствие перевязки стен в зданиях, построенных в сейсмических районах.

Пропуск или занижение сечений связей стен с колоннами и перекрытиями также снижают пространственную жесткость здания, и при появлении горизонтальных усилий при этом может произойти обрушение участков стен.

Некачественное выполнение перевязки стен и анкерования стен с колоннами и перекрытиями в случае аварийного локального разрушения приводит к значительному увеличению объема разрушения здания.

Утолщение горизонтальных швов кладки по сравнению с требуемой нормами толщиной по-разному может влиять на прочность кладки. С одной стороны, такое утолщение позволяет улучшить растворную постель под камнями, что приводит к повышению прочности кладки. С другой стороны, чем толще горизонтальный шов, тем больше растягивающие усилия в камнях из-за разных деформативных свойств камня и раствора, и, следовательно, тем меньше прочность кладки. В зависимости от того, какой из этих двух факторов окажет большее влияние при утолщении горизонтального шва, происходит повышение или понижение прочности кладки. По данным А. А. Шишкина, утолщение горизонтальных швов до 30...40 мм приводит к снижению прочности кирпичной кладки на 10...15%. Эти данные приводятся для кладки, выполняемой каменщиками средней квалификации на пластичных растворах.

Если кладка ведется каменщиками низкой квалификации, то ее прочность при толщине горизонтальных швов 15...20 мм может оказаться выше, чем при толщине швов 10...12 мм.

При оценке допустимости применения утолщенных швов следует также учитывать, что повышение доли раствора в кладке приводит к повышению ее теплопроводности. Нужно иметь также в виду, что утолщение швов приводит к значительному перерасходу цемента.

Плохое заполнение вертикальных швов приводит к уменьшению прочности кладки (на 6–7 %), так как раствор в вертикальных швах препятствует свободной деформации камня в горизонтальном направлении при приложении вертикальных усилий. Пустые вертикальные швы, кроме того, являются концентраторами напряжений. Кладка с плохо заполненными вертикальными швами становится легко продуваемой, ее теплопроводность значительно возрастает.

В стенах, выполненных по схеме, изображенной на рис. 2.6, и других подобных стенах монолитных железобетонных домов, не всегда плотно заполняется зазор между низом плиты перекрытия и верхом кладки из газобетонных камней (этот зазор из-за неувязки высоты этажа с высотой кладки может достигать значительных размеров). При отсутствии заполнения этого зазора в нем и в кирпичном наружном слое стены при температуре наружного воздуха ниже 0°C начинают конденсироваться пары воздуха. Конденсационная вода скапливается в пустотах кирпича и при замерзании разрушает его. На ряде построенных домов можно видеть в уровнях низа перекрытий такое мощное разрушение кладки наружного кирпичного слоя стены.

Нарушение вертикальности участков кладки приводит к увеличению эксцентриситета прилагаемой нагрузки и повышению напряжений в кладке. Если в зданиях с жесткой конструктивной схемой продольные стены хорошо перевязаны с поперечными, имеется надежная анкеровка всех стен в перекрытиях и перекрытия хорошо замоноличены, то дополнительные усилия в наклонных участках стен незначительны. При отсутствии перевязки стен и недостаточной анкеровке их к перекрытиям дополнительные усилия в наклонных участках стен и столбах могут достигать больших значений, особенно в столбах и простенках малого сечения.

Анкеровку столба в перекрытии можно считать достаточной, если соблюдается условие:

$$F_h \leq R_{sq} A + 0,8 n \mu F, \quad (2.1)$$

где:

F_h — горизонтальная составляющая усилия в столбе, вызванная отклонением столба от вертикали и определяемая по формуле:

$$\text{Здесь:} \quad F_h = F \operatorname{tg} \theta, \quad (2.2)$$

F — вертикальное усилие, приложенное к верху столба;

θ — угол наклона оси столба к вертикали;

R_{sq} — расчетное сопротивление кладки срезу, определяемое по Нормам [71];

A — площадь поперечного сечения столба;

n — коэффициент, принимаемый равным: 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и камня; 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камня с вертикальными пустотами;

μ — коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7.

В аналогичных условиях находится и простенок, имеющий наклон в плоскости стены.

При отклонении от вертикали внутренних стен, а также наружных внутрь, для них надежными опорами являются стены перпендикулярного направления и перекрытия. Если наружная стена отклонена наружу, то для удержания ее в устойчивом состоянии должна быть обеспечена нормальная перевязка со стенами перпендикулярного направления и анкеровка к перекрытиям. В последнем случае, не учитывая в запас прочности перевязку стен, поперечное сечение связей стен с перекрытиями A_s должно удовлетворять условию:

$$A_s \geq (F_h + F_w) / \gamma_c R_y, \quad (2.3)$$

где:

F_h — равнодействующая отрицательного ветрового напора, приходящаяся на отклоненный участок стены в пределах высоты этажа, определяемая по Нормам [71];

γ_c и R_y — коэффициент условий работы связи и ее расчетное сопротивление, принимаемое по Нормам [68].

Сечение одной связи должно быть не менее 0,5 см², а расстояние между связями не более 6 м [71].

Рекомендации [62] предлагают при отклонении от вертикали или выпучивании стен в пределах этажа на величину до 1/3 толщины стены определять их несущую способность с учетом фактических эксцентриситетов от выше лежащей нагрузки. Представляется, что это справедливо только при наличии выпучивания стен или столбов. Если же столб или участок стены отклонен от вертикали, то следует учитывать пространственный характер работы здания с жесткой конструктивной схемой по методике, изложенной выше.

Здания, имеющие упругую конструктивную схему, при отклонении от вертикали столбов или участков стен рассчитываются как рамы, имеющие вертикальные стойки, к которым в уровнях ригелей прикладываются дополнительные горизонтальные силы F_h , вызванные отклонением столбов от вертикали [13, 14].

Дополнительные горизонтальные усилия, приложенные к ригелю поперечной рамы (рис. 2.9), можно определить из выражения:

$$F_{yi} = \beta \sum F_{nyi} + (1 - \beta) F_{yc} \left\{ J_{xi} / \left(\sum_{i=1}^n J_{xi} \right) + A_i (x_i - x_0) (x_c - x_0) / \left[\sum_{i=1}^n A_i (x_i - x_0)^2 \right] \right\}, \quad (2.4)$$

где:

β — коэффициент, учитывающий податливость диска покрытия в горизонтальной плоскости, принимаемый равным: 0,35 при сборном железобетонном покрытии, 0,1 при монолитном железобетонном покрытии и 0,9 при деревянном покрытии [64];

$\sum F_{nyi}$ — сумма горизонтальных усилий F_{nyi} , приложенных к i -той раме;

F_{yc} — равнодействующая дополнительных горизонтальных усилий F_{hi} , приложенных ко всем поперечным рамам температурного блока от наклона стоек в плоскости поперечных рам, $F_{yc} = \sum F_{nyi}$;

J_{xi} — сумма моментов инерции поперечных сечений стоек i -той рамы относительно собственных осей, параллельных оси x ;

n — число поперечных рам в температурном блоке;

A_i — сумма площадей поперечных сечений стоек i -той рамы;

x_i — расстояние от оси y до i -ой рамы;

x_0 — расстояние от оси y до центра тяжести температурного блока, определяемое из выражения:

$$x_0 = \sum A_i x_i / \sum A_i; \quad (2.5)$$

x_c — расстояние от равнодействующей усилий F_{yc} по оси y , определяемое по формуле:

$$x_c = \sum F_{nyi} x / F_{yc}. \quad (2.6)$$

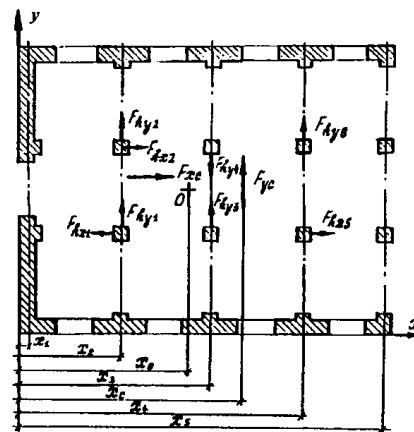


Рис. 2.9. План температурного блока здания с упругой конструктивной схемой к определению дополнительных горизонтальных усилий от наклона столбов и стен

Усилия в стойках поперечных рам от дополнительных горизонтальных усилий F_{yi} суммируются с усилиями в стойках рамы, полученными без учета отклонения стоек от вертикальной оси.

Аналогично определяются усилия от наклона столбов и стен из плоскости поперечных рам. Полученные дополнительные горизонтальные усилия F_{xi} , действующие в плоскости продольных рам, должны быть восприняты вертикальными связями, устанавливаемыми между стойками.

Согласно рекомендациям [61], при отклонении от вертикали стен и столбов или выпучивании стен в пределах этажа более чем на 1/3 толщины стены или столба они подлежат разборке или усилению.

Укладка балок прогонов непосредственно на каменные стены или столбы без опорных плит, так же, как и недостаточное опирание плит перекрытий и перемычек, может вызвать местное разрушение каменной кладки. Так, при опирании балки шириной 12 см и заделки ее на стену на 25 см, кирпиче М100 и растворе М50 расчетная несущая способность кладки на местное сжатие составляет 45 кН, а расчетная реакция конца балки может превышать 100 кН.

В старых зданиях можно наблюдать разрушения каменной облицовки в местах опирания перемычных блоков. Если наряду с наклонным имеется небольшой по длине горизонтальный участок опирания перемычного блока, то по разным причинам (из-за температурных деформаций кладки, неравномерной осадки фундаментов) нарушается контакт наклонных участков перемычных блоков с соседними участками кладки. В этом случае вся нагрузка от перемычного блока на ниже расположенную кладку передается только через горизонтальные опорные участки перемычки, что приводит к разрушению кладки под опорными участками перемычного блока (рис. 2.10). Отсюда следует вывод, что перемычный блок не должен иметь горизонтальных опорных участков или при их наличии они должны иметь достаточную протяженность для обеспечения прочности кладки, расположенной под опорными частями перемычки.

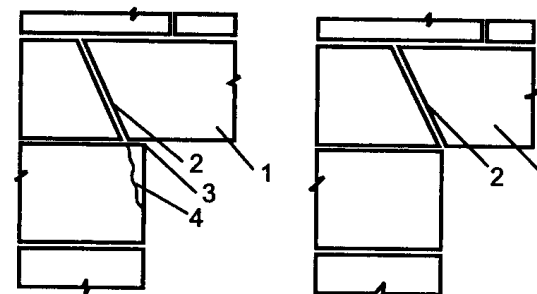


Рис. 2.10. Неправильное (а) и правильное (б) опирание перемычного блока на кладку:

1 — перемычный блок; 2 — наклонный участок опоры перемычного блока; 3 — горизонтальный участок перемычного блока; 4 — трещина в стене под опорной частью перемычки

Значительное влияние на несущую способность каменной кладки оказывает поперечное сетчатое армирование. В зависимости от количества поперечного армирования прочность армированной кладки может до двух раз превышать прочность неармированной (рис. 2.11). Пропуск только одной сетки приводит к уменьшению эффекта армирования в два раза.

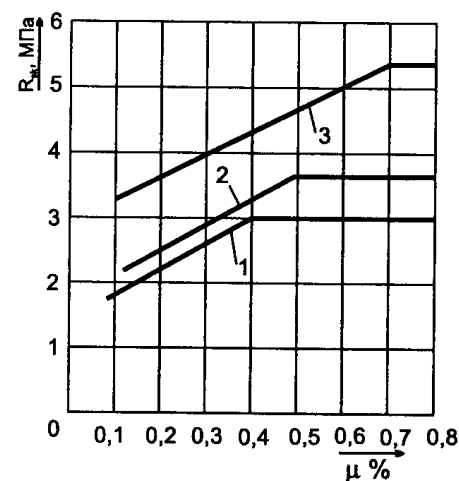


Рис. 2.11. Зависимость прочности армированной кладки от количества поперечного сетчатого армирования:

1 — при кирпиче М100 и растворе М50; 2 — при кирпиче М150 и растворе М50; 3 — при кирпиче и растворе М100

Размеры сеток всегда должны быть больше размеров сечения армируемого элемента, чтобы можно было после выполнения кладки визуально проверить все параметры армирования: диаметр стержней, размер ячеек сетки и шаг сеток.

Некачественное выполнение металлических покрытий парапетов, карнизов, поясков, а также примыкания кровли к стенам приводит к переувлажнению каменной кладки и разрушению ее от воздействия отрицательных температур и вымывания раствора.

При устройстве температурных, осадочных и антисейсмических швов в кладке встречаются следующие дефекты: отклонение швов от вертикали, выполнение швов не по всей высоте конструкции, уменьшение ширины шва, устройство шва без четверти или шпунта.

Если отклонение от вертикали или пропуск по высоте имеет осадочный шов, то он перестает выполнять свое назначение. При неравномерной осадке фундаментов стена в области дефекта шва получает разрушение.

Уменьшение толщины температурного шва препятствует деформации стены при повышении ее температуры, что вызывает дополнительные напряжения в кладке.

Уменьшение толщины антисейсмического шва приводит к снижению его эффективности, что увеличивает объем разрушения здания при землетрясениях.

При отсутствии четверти или шпунта шов становится проницаемым для воздуха и влаги, а участки стен у шва получают возможность перемещаться перпендикулярно к плоскости стены.

При производстве работ в зимних условиях встречаются случаи применения камня, не очищенного от снега и льда, занижения требуемых марок раствора, неправильная дозировка химических противоморозных добавок. Все это в той или иной степени снижает конечную прочность кладки после ее оттаивания. Обрушение кладок, выполненных в зимних условиях, чаще всего происходит из-за того, что на период оттаивания не принимаются необходимые меры по временному усилению каменных конструкций и обеспечению равномерного их оттаивания.

2.3. Дефекты каменной кладки, вызванные нарушением правил эксплуатации зданий и сооружений

Дефекты и разрушения каменных конструкций в период эксплуатации здания и сооружений чаще всего возникают при длительном увлажнении кладки с попеременным замораживанием и оттаиванием; отсутствии ремонта металлических покрытий парапетов, карнизов, поясков, водосточных труб, кровель; допущения длительных протечек санитарно-технических систем; реконструкции здания без учета особенности работы каменных конструкций; пробивки отверстий в стенах; перегрузки конструкций при увеличении нагрузок.

При длительном увлажнении каменных конструкций может возникнуть солевая коррозия, повреждающая кладку, а также биоповреждения, вызванные биодефекторами [59]. При солевой коррозии появляются высолы на поверхности кладки, выкрашиваются и выпадают отдельные лицевые кирпичи. Биоповреждения каменной кладки вызываются грибами, лишайниками, микроорганизмами. При биоповреждениях на поверхности кладки разрушаются отделочные материалы, отслаивается штукатурка, шелушится и выслаивается кирпич.

Методы ликвидации последствий солевой коррозии и биоповреждений изложены в [59].

При разборке перекрытий, внутренних стен и перегородок, пробивке проемов в период реконструкции может измениться схема работы основных конструкций зданий. Увеличение свободной длины и высоты стен и столбов, происходящее при этом, может привести к потере их устойчивости во время производства работ по реконструкции здания. Пробивка проемов в стенах, увеличение нагрузки после реконструкции здания при неправильной оценке несущей способности кладки могут привести к ее разрушению. Перемычка над новым проемом должна устраиваться до пробивки нового проема, а не после пробивки, как это часто делается. Новая перемычка должна быть достаточно жесткой, чтобы не вызвать недопустимые деформации конструкций, опирающихся на нее.

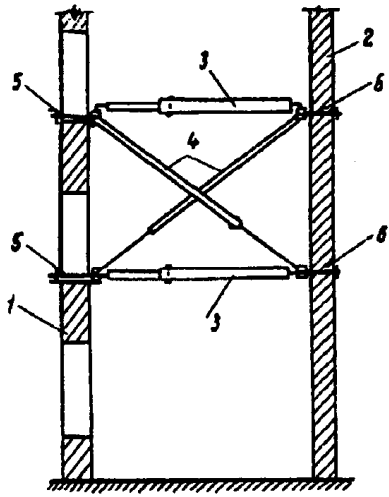


Рис. 2.12. Вертикальные инвентарные стальные связи временного крепления стен:
 1 — наружная стена; 2 — внутренняя стена; 3 — горизонтальные телескопические элементы связи, работающие на растяжение и сжатие, из труб диаметром 100 и 89 мм; 4 — наклонные телескопические связи, работающие на растяжение, из труб диаметром 28 и 22 мм; 5 — хомуты из уголков и тяжей для крепления связей к простенкам; 6 — тяжи крепления связей к стенам

При разборке перекрытий, стен и перегородок нужно обеспечивать устойчивость оставшихся стен и столбов. В период реконструкции одного из жилых домов в Санкт-Петербурге для обеспечения устойчивости стен были применены временные инвентарные связи из трубчатых и круглых стержневых элементов (рис. 2.12). Такие инвентарные связи можно использовать при разных расстояниях между стенами, разных высотах этажей и ширинах простенков.

На одном кирпичном здании г. Санкт-Петербурге, в котором в период реконструкции были удалены все внутренние конструкции и остались только наружные стены, для обеспечения устойчивости последних были смонтированы сложные стальные конструкции, состоящие из башен и горизонтальных пространственных ферм, к которым были прикреплены наружные стены.

В ряде случаев, когда временные конструкции усиления не применялись, произошло обрушение участков стен.

При ремонте поверхностей стен помещений с повышенной влажностью наружную штукатурку нельзя делать из цементного раствора, так как такая штукатурка, как это было уже отмечено выше, является пароизоляцией и будет способствовать накоплению влаги в стенах, что вызовет дальнейшее разрушение кладки [2].

3. ДЕФЕКТЫ СТЕН КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

3.1. Дефекты стен крупнопанельных зданий, вызванные недоработками проекта

Дефекты стен крупнопанельных зданий, влияющие на их несущие способности, можно подразделить на дефекты стеновых панелей и дефекты соединения панелей друг с другом и с перекрытиями. Опыт эксплуатации крупнопанельных зданий показал, что наиболее ненадежным элементом стен являются стыки панелей.

По мере развития крупнопанельного домостроения основное внимание проектных организаций уделялось совершенствованию стыков, особенно их герметизации. Герметизация стыков панелей нарушается деформацией стыков, обусловленной усадкой бетона, суточными и годовыми изменениями температуры, влиянием атмосферных осадков, старением материалов, уплотняющих стык. Все типы стыков панелей последних серий крупнопанельных зданий при правильном их выполнении обеспечивают необходимую прочность и устойчивость стен.

Опыт эксплуатации крупнопанельных домов первых серий показал, что в случае локального воздействия (взрыва бытового газа или других взрывоопасных веществ, пожара и т.п.) происходит прогрессирующее (цепное) разрушение здания. В связи с этим, действующие в настоящее время Нормы [55] требуют проектировать крупнопанельные здания так, чтобы локальные разрушения отдельных несущих конструкций не приводили к обрушению или разрушению соседних несущих элементов, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения в современных проектах обеспечивается в основном за счет рационального конструирования связей между сборными элементами. Усиление самих сборных элементов из учета аварийного воздействия, как правило, не производится.

Связи, препятствующие прогрессирующему обрушению, должны иметь высокую пластичность, т.е. допускать большие

абсолютные деформации. В таких связях нельзя допускать выкалывания бетона, в котором анкеруется закладная деталь связи, иначе разрушение будет носить хрупкий характер с незначительными деформациями. Также не должно быть разрушения ни одного из сварных соединений связи, хотя в этом случае абсолютные деформации связи будут больше, чем в случае выкалывания бетона, но все же сравнительно невелики. Слабейшим звеном связи, обеспечивающим в то же время необходимую прочность, должна быть собственно металлическая связь, большие пластические деформации которой обеспечивают необходимые пластические деформации всего соединения. В соответствии с требованиями Норм [55] анкеровка закладных деталей и сварных соединений связи должна быть рассчитана на усилие в 1,5 раза больше, чем может выдержать сама связь.

Надпроемные перемычки, работающие как связи сдвига, должны проектироваться так, чтобы их разрушение происходило от изгиба, а не от действия поперечной силы, так как разрушение от поперечной силы является хрупким видом разрушения.

Шпонки в швах крупнопанельных зданий должны проектироваться так, чтобы их прочность на срез была выше прочности на сжатие не меньше, чем 1,5 раза [55].

Помимо обеспечения пластичности связей, для защиты от прогрессирующего обрушения отдельные плиты междуэтажных перекрытий объединяют в единый диск с помощью специальных металлических связей, работающих в плоскости перекрытия на растяжение и сдвиг, а также устраивают междуэтажные связи, обеспечивающие работу горизонтальных стыков между перекрытиями и стенами на растяжение и сдвиг.

Если в проекте нарушены какие-либо из перечисленных требований Норм [55], то крупнопанельному зданию грозит прогрессирующее (цепное) разрушение при локальном разрушении отдельных несущих элементов.

В качестве примера прогрессирующего разрушения можно привести аварию жилого пятнадцатиэтажного крупнопанельного дома серии ЛГ-600 в г. Ленинграде в 1983 г. Обрушение всего дома произошло из-за грубых нарушений технологии изготовления и монтажа элементов дома при полном отсутствии связей, препятствующих прогрессирующему разрушению здания.

3.2. Дефекты стен крупнопанельных зданий, вызванные нарушениями технологии изготовления стеновых панелей

Основными дефектами изготовления стеновых панелей являются следующие:

- снижение прочности бетона панелей;
- отступления от проектных размеров, превышающие допуски;
- пропуск, смещение или установка закладных деталей не в соответствии с проектом;
- трещины и сколы бетона в панелях;
- непроектное армирование панелей;
- отклонения в плотности бетона панелей от проектных значений.

Снижение прочности бетона панелей приводит к уменьшению прочности стен. Чаще всего прочность бетона панелей оказывается ниже проектной из-за нарушения режима тепловой обработки панелей. Особенно опасным является монтаж зданий из панелей, не набравших нужную прочность в зимних условиях, когда набор прочности бетона происходит медленно, а нагрузки в процессе монтажа растут быстро.

Одной из главных причин обрушения уже упомянутого крупнопанельного пятнадцатиэтажного дома серии ЛГ-600 в 1983 г. в Ленинграде является скоростной монтаж дома в зимних условиях из стеновых панелей, набравших всего около половины проектной прочности.

Отступления от проектных размеров стеновых панелей, превышающие допуски, затрудняют выполнение стыков панелей друг с другом и с перекрытиями. При колебании высоты панелей горизонтальный растворный шов получается разной толщины и неоднородным. Это приводит к снижению прочности стен.

При колебании длины панелей невозможно выполнить вертикальные швы между ними одинаковой толщины по всей высоте здания и затрудняется герметизация этих швов.

При монтаже стен из панелей разной толщины невозможно расположить их в одной вертикальной плоскости либо снаружи, либо внутри здания. Выход из вертикальной плоскости

наружных поверхностей отдельных стеновых панелей недопустим по архитектурным соображениям.

Отступление от одной вертикальной плоскости внутренней поверхности некоторых стеновых панелей наружных стен затрудняет качественное выполнение стыка этих панелей с панелями внутренних стен.

Уменьшение толщины внутренних несущих панелей уменьшает их прочность и ухудшает условия опирания на них плит перекрытий.

Как уже отмечалось, прочность и устойчивость крупнопанельных зданий во многом зависит от стальных связей между панелями и панелями и перекрытиями. Поэтому всякое отступление от проекта в конструкции, сечении и расположении стальных связей приводит к уменьшению прочности и пространственной жесткости здания, а также к снижению устойчивости к прогрессирующему (цепному) разрушению в случае локального воздействия.

Отсутствие антикоррозийного покрытия закладных деталей приводит к сокращению срока эксплуатации здания из-за преждевременного разрушения связей, хотя, как отмечает Б. В. Сендеров [65], сохранность стальных связей обеспечивает не столько их антикоррозионное покрытие (оцинкование), сколько плотность бетона омоноличивания.

Трещины и сколы в бетоне панелей появляются обычно при небрежной распалубке, использование несовершенных опалубочных форм и неправильном складировании стеновых панелей. При этом часто происходит разрушение защитно-декоративного покрытия наружных панелей. Отколы кромок и углов панелей портят внешний вид фасада здания, увеличивают проницаемость швов между панелями. Нарушение защитно-декоративного покрытия приводит к увлажнению от действия атмосферных вод бетона панелей, что может вызвать быструю коррозию арматуры панелей и увеличение теплопроводности стен.

Если во внутренних стеновых панелях предусмотрены отверстия и ниши, а образующие их выступы в опалубке имеют малые скосы, то при распалубке в таких стеновых панелях обычно образуются трещины, отходящие от углов отверстий или ниш. Исправить это положение можно только изменив конструкцию опалубочных форм.

На одном из заводов крупнопанельного домостроения в Санкт-Петербурге изготавливались железобетонные лифтовые кабины. Опалубочная форма представляла собой закрытый колпак, в который подавался пар, и откидных бортов. После пропарки изделия откидывались борта и с помощью четырех домкратов кабина снималась с колпака. Стенки колпака имели незначительные скосы, смазка форм не всегда была достаточной. В большинстве лифтовых кабин при снятии их с опалубки появлялись в углах вертикальные трещины. Дорогостоящая опалубочная форма была спроектирована и изготовлена без учета реальных условий и возможностей распалубки.

Сквозные вертикальные трещины не снижают несущей способности панели на действие вертикальных усилий, но увеличивают проницаемость панели. Через сквозные трещины возможно проникание влаги и воздуха.

Сквозные горизонтальные трещины зажимаются действием вертикальной нагрузки, однако и зажатые они снижают жесткость панели из плоскости стены, что отрицательно сказывается на их прочности и пространственной жесткости здания.

Наиболее опасны наклонные трещины в стеновых панелях, сильно снижающие прочность стен. В панели с наклонной трещиной появляется дополнительное горизонтальное усилие, равное произведению вертикального усилия, приходящегося на участок с наклонной трещиной, на синус и косинус угла наклона трещины к горизонту. Наибольшее горизонтальное усилие образуется при угле наклона трещин к горизонту 45° . Это горизонтальное усилие передается на панель с трещиной и соседние панели. Проектом такая работа панелей не учитывается, поэтому панели с наклонными трещинами обязательно должны усиливаться [69].

Уменьшение расчетного проектного армирования в железобетонных панелях приводит к снижению их прочности. Уменьшение или отсутствие конструктивного армирования в бетонных панелях может привести к их разрушению при транспортировании и монтаже.

Увеличение плотности бетона по сравнению с проектной приводит к снижению сопротивления теплопередаче панели. Уменьшение плотности бетона приводит к уменьшению его прочности.

3.3. Дефекты монтажа стеновых панелей крупнопанельных зданий

Основными дефектами монтажа стен крупнопанельных зданий являются:

- некачественное выполнение горизонтальных и вертикальных стыков панелей;
- некачественное устройство стальных связей между панелями и между панелями и перекрытиями;
- смещение стеновых панелей из проектного положения;
- применение для монтажа заведомо непригодных панелей;

Наибольшее влияние на несущую способность горизонтальных швов при сжатии, трудно оцениваемое количественно, как и в каменной кладке, оказывает неоднородность растворной постели, приводящая к появлению в панелях концентрации напряжений, дополнительных изгибающих моментов и эксцентриситетов в приложении сжимающих усилий.

Если растворная постель выполнена с пропусками, то происходит снижение несущей способности горизонтального шва при сжатии пропорционально площади пропусков шва.

Допускаемая иногда при монтаже установка выравнивающих жестких прокладок в горизонтальном шве может снизить его прочность при сжатии на 90%.

Добиться однородности растворной постели можно только при применении пластифицированных растворов. Использование чисто цементных растворов, как и при каменной кладке должно быть исключено.

С увеличением толщины растворных швов происходит некоторое снижение их прочности [18]. Так, при толщине горизонтального шва 30 мм, его прочность на сжатие меньше несущей способности шва толщиной 20 мм (обычно принимаемая в проектах) в зависимости от типа панели и прочности раствора всего на 4... 13%. Данные эти получены по методике, изложенной в Пособии [52] для растворных швов одинаковой однородности по плотности.

Однако однородную растворную постель легче создавать при утолщенном шве. Поэтому вряд ли целесообразно делать горизонтальные швы тоньше 30 мм.

При толщине горизонтальных швов более 40 мм для обеспечения прочности стыков необходимо их армировать сварными сетками из проволоки класса Вр-1 диаметром 4 или 5 мм с размерами ячеек 50 мм.

Несущая способность горизонтальных платформенных и контактных стыков мало зависит от прочности раствора [18]. Так, если брать за исходную прочность раствора $R_2 = 10$ МПа, обычно принимаемую для крупнопанельных зданий, то при снижении прочности раствора до 2,5 МПа прочность опорного сечения панели снизится в зависимости от типа стыка всего на 12...18%.

Прочность плоских горизонтальных платформенных и контактных стыков при сдвиге зависит от прочности раствора и сил трения, от действия вертикальных усилий. Эта прочность может оказаться недостаточной при малой прочности раствора в верхних этажах здания, где вертикальные усилия незначительные.

При монолитных стыках прочность горизонтальных швов пропорциональна прочности бетона омоноличивания. Сопротивление сдвигу горизонтальных стыков с бетонными шпонками в большой степени зависит от прочности бетона омоноличивания, чем сопротивление плоских стыков от прочности раствора.

Некачественное выполнение вертикальных стыков панелей снижает жесткость стен, увеличивает их проницаемость для влаги и воздуха, а также способствует коррозии стальных связей между панелями. Как уже было отмечено выше, сохранность стальных связей в большей степени зависит от плотности бетона омоноличивания, чем от их антикоррозионного покрытия.

В плотном бетоне стальные неоцинкованные связи сохраняются так же долго, как арматура в железобетонных конструкциях. В то же время, стальные оцинкованные связи быстро корродируют в рыхлом бетоне, особенно при замачивании его через вертикальные швы атмосферными осадками [70].

Получить плотный бетон в колодцах вертикальных швов можно только при укладке бетона послойно с применением глубинных вибраторов. Автору приходилось наблюдать, как бетон омоноличивания укладывался без вибратора с помощью ручного штыкования и после монтажа панелей двух этажей.

Получить плотный бетон при такой его укладке, конечно, совершенно невозможно.

Стальные связи между панелями и между панелями и плитами перекрытий должны быть выполнены в точном соответствии с проектом. Как занижение площади поперечного сечения связей и сварных швов, так и завышение площади поперечного сечения связей будут уменьшать устойчивость к прогрессирующему (цепному) разрушению здания в случае локального воздействия.

Если стеновая панель смонтирована с наклоном из плоскости стены, то в ней возникают дополнительные усилия. Отрицательное воздействие на наклонную панель оказывает горизонтальная составляющая, которая получается от разложения вертикального усилия на два направления — вдоль оси наклонной панели и по горизонтали. Горизонтальная составляющая усилия равна произведению вертикального усилия на тангенс угла наклона панели к вертикали. При надежной связи наклонной панели с перекрытиями горизонтальное усилие, значение которого невелико, будет восприниматься конструкциями, расположенными перпендикулярно к плоскости наклонной панели (панелям внутренних стен). В этом случае панель будет дефектной в основном с эстетической точки зрения.

При смещении панелей с проектных осей в пределах соседних этажей появляется дополнительный эксцентриситет в приложении вертикальных усилий в уровне перекрытий. По данным исследований [69], платформенные и монолитные стыки при этом несколько смягчают влияние смещений панелей, уменьшая эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки за счет включения в работу плит перекрытия. Контактные и контактно-платформенные стыки стеновых панелей этим свойством не обладают и при возведении стен из панелей с такими стыками требуется повышенное внимание к точности монтажа.

При эксплуатации каркасно-панельных зданий иногда обращают внимание на появление зазора между каркасом и стеновыми панелями и принимают это за отклонение стен от каркаса. Подобное явление автор наблюдал в нескольких школьных зданиях в г. Санкт-Петербурге, которые имели каркас из сборных железобетонных рам и навесные панели. В этих зданиях в неко-

торых местах были обнаружены зазоры между рамами и стеновыми панелями шириной в несколько см. При обследовании здания выяснилось, что панели наружных стен находятся в одной плоскости и никаких горизонтальных перемещений панелей нет. Зазоры между некоторыми рамами и стеновыми панелями образовались из-за того, что наружные грани колонн каркасов были смонтированы не в одной плоскости. Там, где образовался при монтаже панелей зазор, он был с поверхности заполнен штукатуркой. Со временем этот раствор выпал из-за небольших деформаций стен и рам различного происхождения и зазор оказался открытым. Первоначально эксплуатирующая организация приняла появление зазоров между панелями и рамами за признак аварийного состояния зданий школ и поставила вопрос о прекращении занятий в этих школах.

3.4. Дефекты стеновых панелей, образующиеся при нарушении правил эксплуатации крупнопанельных зданий

Дефекты стеновых панелей образуются и развиваются в процессе эксплуатации здания, если не производятся периодические обследования состояния стен и не осуществляется во время их ремонт. Особое внимание при обследовании стен крупнопанельных зданий должно уделяться состоянию стальных связей, которое определяется, как правило, выборочным вскрытием конструктивных узлов, находящихся в наиболее неблагоприятных условиях эксплуатации. Это относится к домам, в которых закладные детали являются либо несущими, например, серии 1-335, либо служат для крепления навесных трехслойных панелей, например, серии ОД (К-7).

О неблагоприятии с закладными деталями можно судить и без вскрытия узлов по внешним признакам интенсивной коррозии: ржавчина на внутренней или наружной поверхности стен; разрушение защитного слоя бетона; деформации, сопровождающиеся выходом из плоскости стен отдельных наружных панелей; трещины с раскрытием более 1,5 мм. В [46] приведена шкала визуальной оценки состояния арматурных стержней в панелях, разработанные НИИЖБ.

Необходимо постоянное наблюдение за состоянием герметизации стыков между панелями и защитно-декоративным слоем. Быстро выходят из строя защитное покрытие и нетвердеющая герметизирующая мастика. В пределах первого этажа часто вынимается уплотняющая прокладка (гернитовый шпур). При некачественном изготовлении панелей разрушаются и осыпаются их защитно-декоративный слой.

Если во время не отремонтировать дефектные места панелей, то это приведет к быстрой потере ими эксплуатационных свойств.

При реконструкции крупнопанельных зданий надо быть очень осторожным при устройстве новых проемов в стеновых панелях. Проемы нужно прорезать дисковыми пилами, а не пробивать. Нужно учитывать при этом повреждения арматуры панелей и производить необходимое их усиление.

4. ДЕФЕКТЫ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Хотя в настоящее время строительство зданий и сооружений с применением сборных железобетонных конструкций резко сократилось, изучение их дефектов не потеряло актуальности, так как большинство этих зданий и сооружений реконструируется.

4.1. Дефекты сборных железобетонных колонн, вызванные недоработками при проектировании

Местом сосредоточения наибольшего количества дефектов сборных железобетонных колонн является стыки элементов колонн друг с другом и с ригелями. Избежать появления этих дефектов можно во многих случаях еще на стадии проектирования, если учесть реальные условия изготовления и монтажа каркаса.

Первые стыки колонн в каркасах как серии ИИ-20, так и серии ИИ-04 осуществлялись с помощью металлических сварных оголовников. Продольная арматура колонн в этих стыках сваривалась с металлическими оголовниками, стыки имели стальные центрирующие пластинки. Соединение оголовников производилось путем приварки к ним отрезков арматурной стали. Стыки оказались весьма надежными и обеспечивали полуторный запас прочности по сравнению со стволом колонны.

Стык с металлическими оголовниками позволял в процессе монтажа осуществлять простой контроль за качеством сварочных работ, легко исправлять дефекты монтажа в случае занижения отметки верха ниже расположенной колонны. Арматурный каркас колонны, приваренный к стальным оголовникам, не требовал строгой фиксации в опалубке в процессе изготовления колонны. Однако этот тип стыка обладал существенными недостатками. Одним из основных недостатков является большой расход металла на стык колонн, а также большой объем сварочных работ при монтаже. Непараллельность торцов оголовников соседних элементов колонн приводила к передаче нормального

усилия через край центрирующей пластинки, что значительно ухудшало условия работы стыка. Передача же нормального усилия через всю центрирующую пластинку в этом случае вызывала отклонение оси колонны от вертикали.

Стык колонн с металлическими оголовниками был в дальнейшем заменен на железобетонный стык с ванной сваркой выпусков продольной арматуры (рис. 4.1).

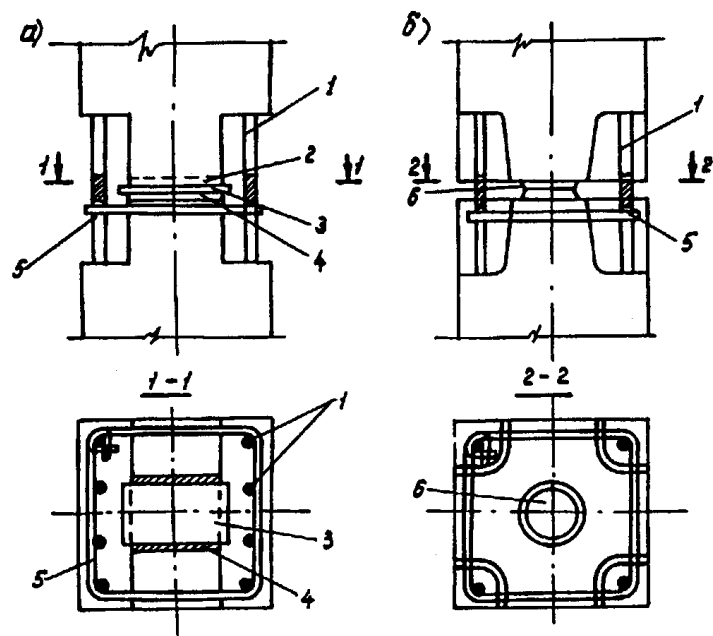


Рис. 4.1. Стыки колонн до замоноличивания серий (а — 1.420-12; б — 1.020-1):

1 — выпуски арматуры колонны; 2 — закладная деталь; 3 — листовая прокладка; 4 — рихтовочная пластинка; 5 — хомут (вид сбоку показан условно); 6 — бетонный выступ

В стыках промышленного каркаса серии 1.420-12 устраиваются две ниши на всю ширину колонны (рис. 4.1 а). Предусматривается рихтовочная пластинка и листовая прокладка. Перед заполнением ниш бетоном ставится дополнительный хомут. Концы колонн усилены поперечными сетками.

В каркасах межвидовой унифицированной серии 1.020-1 в стыке колонн расположены четыре угловых ниши. Вместо сталь-

ных центрирующих прокладок предусмотрены бетонные выступы (рис. 4.1 б). Концы колонн армированы поперечными арматурными сетками. При качественном выполнении стыка его прочность превышает прочность ствола колонны.

Однако и этому типу стыка присущи серьезные недостатки [16]. Для возможности выполнения ванной сварки выпусков арматуры колонн несоосность выпусков должна быть не более $0,05d$ ($1...2$ мм при диаметре $d = 20...40$ мм). Такой точности расположения выпусков арматуры относительно опалубки (а именно по поверхности колонн выверяется их монтаж) можно добиться только при жесткой фиксации арматуры в опалубке. К сожалению, в типовых проектах каркасных зданий не разработаны вопросы фиксации арматуры в опалубке.

Предполагается, что это должно выполняться технологами на заводах железобетонных изделий. Однако практика строительства показала, что эти вопросы на заводах не решаются должным образом, поэтому происходят смещение арматуры, которые делают невозможным ванную сварку выпусков арматуры.

Представляется целесообразным в чертежах типовых изделий давать несколько возможных вариантов фиксации стержней в проектном положении (удлиненные поперечные стержни каркасов, прокладки, жесткие связи между продольными арматурными стержнями, натягиваемые кондукторные проволоки и т.п.).

В колоннах каркасов серии 1.020-1 наличие бетонных выступов на торцах колонн нельзя признать удачным. Как показали обследования, в большинстве колонн еще до монтажа бетонные выступы были частично или полностью разрушены. Вероятнее всего эти выступы обламываются еще при распалубке. Прочность стыка колонн с разрушенными бетонными выступами снижена и является недостаточной в процессе монтажа, когда омоноличивание стыков производят после монтажа двух этажей каркасного здания.

Предусмотренная проектом чеканка цементным раствором зазора между торцами колонн на стройках обычно заменяется простым заполнением бетоном при бетонировании угловых ниш, что снижает несущую способность стыка. Монолитный

бетон, укладываемый в ниши летом часто пересушивается, а зимой подвергается раннему замораживанию.

Из сказанного можно сделать вывод, что проектное решение стыка колонн в каркасной серии 1.420-12 и 1.020-1 далеко не совершенно и служит предпосылкой для появления многих дефектов при изготовлении и монтаже колонн.

В зданиях с мостовыми кранами и напольным транспортом колонны получают ударные воздействия по углам и боковым поверхностям, вызывающие скол защитного слоя бетона и повреждение их арматуры. В этих зданиях уже на стадии проектирования необходимо предусмотреть защиту колонн стальными уголками (обоймами).

4.2. Дефекты сборных железобетонных колонн, вызванные ошибками при их изготовлении

При изготовлении железобетонных колонн возможно появление следующих дефектов:

- несоответствие диаметра, количества, марок и классов стали арматурных стержней, а также их положение в сечении элемента проектным условиям;
- снижение прочности бетона;
- пропуск или смещение закладных деталей, а также несоответствие выпусков арматуры в стыковых узлах элемента проектному положению;
- несоблюдение толщины защитного слоя бетона, предусмотренного проектом;
- отклонение геометрических размеров от проектных значений сверх предусмотренных допусками;
- наличие трещин, сколов и каверн в бетоне.

Уменьшение количества стержней и их диаметра или применение менее прочной стали без соответствующего увеличения сечений арматуры приводит к снижению прочности колонн. Это снижение прочности тем сильнее, чем с большим эксцентриситетом приложено продольное усилие. В связи с этим в колоннах крайних рядов при одинаковом уменьшении армирования обычно происходит большее снижение прочности, чем в колоннах средних рядов.

Увеличение шага поперечных стержней (хомутов) по сравнению с проектом может привести к потере устойчивости продольной арматуры и разрушению колонны.

Применение укороченных по сравнению с проектом арматурных каркасов или смещение их вдоль оси колонны может привести к невозможности выполнения ванной сварки выпусков арматуры в стыках элементов колонны, так как зазор между стержнями будет больше допустимого.

Уменьшение прочности бетона снижает прочность колонн. При этом снижение прочности тем больше, чем меньше эксцентриситет приложения продольного усилия и чем меньше коэффициент армирования. Смещение из проектного положения или пропуск закладных деталей в колоннах а также несоосность выпусков арматуры в стыках и узлах приводит к невозможности нормального присоединения к колоннам ригелей, подкрановых балок, стеновых панелей, связей.

Уменьшение толщины защитного слоя бетона может снизить долговечность колонн, особенно при эксплуатации их во влажной и агрессивной среде. Несоблюдение проектной толщины защитного слоя бетона обычно вызывается смещением арматурного каркаса из проектного положения при бетонировании, что создает дополнительный эксцентриситет в приложении продольных усилий (из-за перемещения физической оси) и снижает прочность колонны.

Отклонение геометрических размеров колонн от проектных затрудняет нормальный монтаж элементов каркаса (соблюдение горизонтальности балок и плит перекрытий, подкрановых балок, выполнение сопряжений колонн с ригелями и связями и т.п.). Уменьшение поперечных сечений колонн приводит к снижению их прочности.

Трещины в колоннах могут появляться при повышенном водоцементном отношении из-за укладки бетона, нарушения режима тепловой обработки, в результате слишком ранней или неправильной распалубки, несоблюдения правил складирования. Существенным недостатком изготовления сборных железобетонных элементов, ведущим к образованию трещин, является применение для бетонов цементов с повышенной усадкой. Продольные усадочные трещины могут снизить прочность колонн.

Нормальные трещины, кроме усадочных, если они появились в зоне, которая будет сжата при эксплуатационных нагрузках, впоследствии закрываются они мало сказываются на прочности колонн, однако при этом происходит снижение изгибной жесткости элемента, что отрицательно сказывается на пространственной работе каркаса здания.

Одним из существенных дефектов является откол бетонных выпусков на торцах колонн в каркасах серии 1.020-1, о чем было уже сказано выше. Отколы, раковины и каверны уменьшают прочность нормальных и наклонных сечений колонн, способствуют продергиванию арматуры в бетоне и ее коррозии.

4.3. Дефекты сборных железобетонных колонн, вызванные ошибками при их монтаже

Наиболее часто встречаются следующие ошибки при монтаже железобетонных колонн:

- отклонение оси колонн от вертикали;
- смещение колонн в плане;
- несоблюдение высотных отметок колонн и их консольных выступов;
- неправильное выполнение соединений элементов колонн друг с другом и фундаментом;
- замена ванной сварки на дуговую с накладками в стыках элементов колонн, уменьшение сечения и длины сварных швов, наложение сварных швов с разрывами и раковинами;
- нарушение последовательности монтажа железобетонных элементов каркаса и вертикальных связей;
- омоноличивание стыков колонн бетоном низкого качества, замораживание в раннем возрасте бетона омоноличивания при производстве работ в зимнее время, пересушка бетона омоноличивания в летнее время;
- применение для монтажа колонн с явно выраженными дефектами.

Отклонение от вертикали колонн и смещение их с проектных осей в плане вызывается обычно смещением из проектного положения фундаментов или применением конструкций перекрытий непроектной длины. Типовые решения фундамен-

тов с подколонниками стаканного типа допускают смещение фундамента с разбивочных осей без перемещения колонн из проектного положения не более 50 мм. При большем смещении фундамента подошва колонны уже не может быть расположена в проектном положении, поэтому для возможности нормального опирания конструкций перекрытий колонны при монтаже наклоняются. То же происходит при применении конструкций перекрытий (ригелей, плит) непроектных размеров по их длине. Отклонение колонн от вертикали создает дополнительные эксцентриситеты в приложении продольных сил, вызывает косое внецентренное сжатие (при отклонении колонн из плоскости поперечной рамы), что снижает несущую способность каркаса.

При определении влияния отклонения колонны от вертикали на ее несущую способность нельзя эту колонну рассматривать отдельно. Необходимо учитывать пространственный характер работы каркаса в пределах температурного блока. Для обеспечения пространственной работы каркаса здания важное значение имеет степень монолитности дисков перекрытий и связь их с колоннами.

Ниже приводится методика учета влияния отклонения от вертикали колонн каркасных зданий на усилия в колоннах, основанная на тех же предпосылках, что были рассмотрены при оценке влияния отклонения от вертикали каменных простенков и столбов на их несущую способность, разработанная автором.

Если колонна в пределах этажа отклонена от вертикали на Δl то вертикальное усилие F , приложенное к вершине стойки, можно разложить на две составляющие: наклонную, действующую вдоль оси колонны, $F_1 = F / \cos \theta$ (где θ — угол наклона оси колонны к вертикали) и горизонтальную $F_h = F \tan \theta$. Из-за малости угла θ можно принять $F_1 \cong F$ и в расчетах учитывать только дополнительное горизонтальное усилие F_h . Таким образом, расчет рам с наклонными стойками сводится к более простому расчету эквивалентных рам с вертикальными стойками, к которым приложены дополнительные горизонтальные силы $F_h = F \Delta l / H$ (где H — высота этажа). Приложение горизонтальных сил к одной из плоских рам каркаса вызывает смещение всего пространственного каркаса в пределах температурного блока.

Пространственный характер работы каркаса можно учесть, если использовать формулу:

$$F_{ky} = (1 - \beta)F_y/c_{dim} + \beta F_{iy} \quad (4.1)$$

где:

F_{ky} — дополнительное усилие, приложенное в пределах k -го перекрытия, приходящегося на одну раму, вызванное отклонением стоек в плоскости поперечных рам;

β — коэффициент, учитывающий податливость диска перекрытия в горизонтальной плоскости, который можно принять равным 0,35 при сборных железобетонных перекрытиях и 0,1 при монолитных перекрытиях [67];

F_y — значение равнодействующей дополнительных горизонтальных усилий в пределах одного перекрытия (покрытия);

F_{iy} — дополнительные горизонтальные усилия, приложенные к стойкам i -той рамы в уровне одного перекрытия;

c_{dim} — коэффициент, учитывающий пространственный характер работы каркаса.

$$c_{dim} = 1 / \left[1/n + x_0 x_c / \left(2 \sum_{i=1}^m x_i^2 \right) \right] \quad (4.2)$$

Здесь:

n — количество рам в температурном блоке;

x_0 — расстояние от оси блока до рассматриваемой рамы;

x_c — расстояние от оси блока до равнодействующей горизонтальных усилий F_y ;

$m = n/2$ при n четном и $m = (n - 1)/2$ при n нечетном числе;

x_i — расстояние от оси блока до i -той рамы.

По формуле (4.1) вычисляются дополнительные горизонтальные усилия, приходящиеся на одну раму (в одноэтажных каркасных зданиях в уровне покрытия). По существующим методикам расчета плоских рам от этих горизонтальных усилий можно найти дополнительные усилия в элементах рам, вызванные отклонением стоек от вертикали.

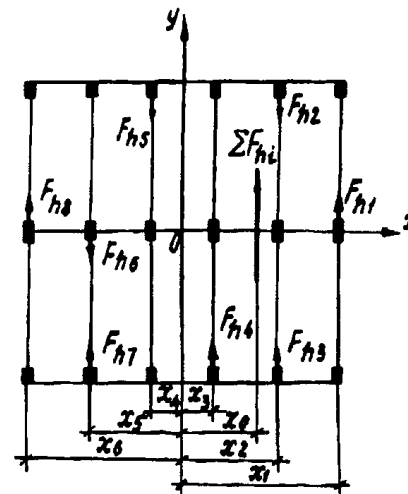


Рис. 4.2. К определению дополнительных горизонтальных усилий, вызванных отклонениями колонн от вертикали

По формуле (4.1) вычисляются и дополнительные усилия, вызванные отклонением стоек от вертикали в плоскости продольных рам F_{kx} . При этом индекс y заменяется на индекс x .

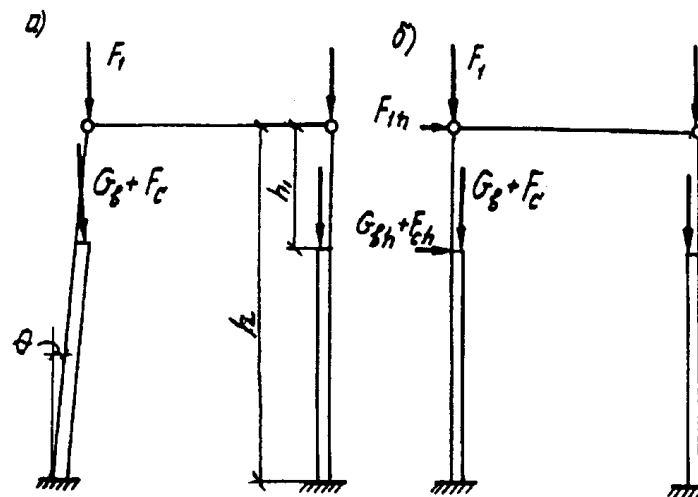


Рис. 4.3. К расчету одноэтажных рам с наклонными стойками (а — расчетная схема рамы с наклонными стойками; б — расчетная схема эквивалентной рамы с вертикальными стойками)

В одноэтажных зданиях с железобетонным каркасом (рис.4.3), в которых соединение стоек с ригелями принято шарнирным, дополнительные изгибающие моменты в колоннах на расстоянии x от верха, вызванные отклонением колонн от вертикали в плоскости поперечных рам [15], в пределах надкрановой части колонны вычисляются по формуле:

$$M_x = F_{ky} x R_{\Delta i} / \Sigma R_{\Delta i} \quad (4.3)$$

где:

F_{ky} — то же, что и в формуле (4.1);

$R_{\Delta i}$ — реакция в уровне верха i -той стойки при перемещении его, равном единице.

$$R_{\Delta i} = 3E_b J_2 / [H^3(1 + \beta + \beta_1)]; \quad (4.4)$$

E_b — начальный модуль упругости бетона колонны;

J_2 — момент инерции поперечного сечения подкрановой части колонны.

$$\beta = \alpha^3 (J_2^0 / J_1^0 - 1);$$

$$\beta_1 = (1 - \alpha^3) J_2^0 / (8n^2 J_3^0), \quad (4.5)$$

$$\alpha = H_1 / H;$$

H_1, H — высоты надкрановой части и всей колонны;

J_1^0, J_2^0, J_3^0 — относительные жесткости поперечных сечений соответственно надкрановой, подкрановой частей колонны и ветви двухветвевой колонны;

n — число панелей двухветвевой колонны (число промежутков между распорками);

ΣR_{Δ} — сумма реакций в уровне верха всех стоек рассматриваемой рамы при перемещении его, равном единице.

в пределах подкрановой части колонны

$$M_x = F_{xy} x R_{\Delta i} / \Sigma R_{\Delta i} + (G_{bh} + F_{ch})(x - H_1), \quad (4.6)$$

где G_{bh} — дополнительное горизонтальное усилие от веса подкрановой балки.

$$G_{bh} = G_b \operatorname{tg} \theta; \quad (4.7)$$

G_b — вес подкрановой балки;

F_{ch} — дополнительное горизонтальное усилие от вертикального давления мостового крана.

$$F_{ch} = F_c \operatorname{tg} \theta; \quad (4.8)$$

F_c — вертикальное давление мостового крана на одну колонну.

в пределах надкрановой части колонны

$$Q_x = F_{xy} R_{\Delta i} / \Sigma R_{\Delta i}; \quad (4.9)$$

в пределах подкрановой части колонны

$$Q_x = F_{xy} R_{\Delta i} / \Sigma R_{\Delta i} + G_{bh} + F_{ch}; \quad (4.10)$$

Если колонна смещена в плане в плоскости поперечной рамы и установлена вертикально, то это приводит к неправильному опиранию балок на колонну (рис. 4.4). Одна из балок имеет недостаточную длину площадки опирания, что может привести к разрушению балки по наклонному сечению или отколу опорной части колонны.

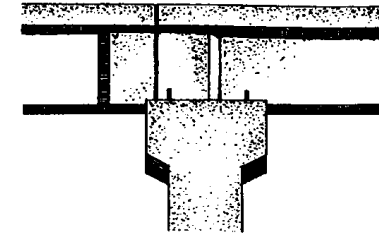


Рис. 4.4. Неправильное опирание балок покрытия на колонну из-за смещения колонны в плане

Несовпадение по высоте уровней верха колонн и их подкрановых выступов вызывается обычно ошибками в отметках дна стакана фундамента и применением колонн непроектной длины. Если этот дефект не исправить, то конструкции перекрытий и подкрановые балки получат недопустимые уклоны, а также возможно появление затруднений при выполнении сопряжений колонн с балками (ригелями).

Несовпадение оголовников колонн в их стыковых соединениях приводит к появлению дополнительных сосредоточенных

изгибающих моментов, приводящих к снижению прочности, как стыка, так и колонны в целом.

Некачественное омоноличивание стыка колонны с фундаментом (применение раствора вместо мелкозернистого бетона, оставление в стакане монтажных деревянных клиньев, замораживание бетона омоноличивания и т.п.) снижает степень заделки колонны в фундаменте, что изменяет в неблагоприятном направлении расчетную схему рам каркаса, уменьшает пространственную жесткость здания и способствует продавливанию колонной фундамента.

Замена ванной сварки выпусков арматуры колонн на дуговую с продольными швами с накладками из круглой стали происходит чаще всего из-за наличия такой несоосности выпусков, которая не позволяет выполнить ванную сварку в инвентарных формах. При этом часто делают одностороннюю накладку, которая вызывает большой эксцентриситет в приложении усилия в арматуре, что значительно снижает несущую способность стыка.

Применение односторонней накладки приводит к образованию эксцентриситета приложения усилия в стержне не менее его диаметра ($e_0 \geq d$). В этом случае предельное усилие в арматурном стержне будет равно не более $0,18 N_{su}$, где N_{su} — предельное усилие в арматурном стержне при отсутствии эксцентриситета усилия в нем [16]. Если применяются парные накладки и длина их меньше восьми диаметров продольной арматуры, то стык имеет пониженную прочность, так как в этом случае не удастся применить двусторонние швы из-за недоступности для сварщика плоскостей контакта стержней и накладок со стороны ниши колонны.

При выполнении стыков арматурных стержней продольными швами с накладками часто начинают и кончают сварной шов в наиболее напряженном месте элемента стыка (начало сварного шва на выпуске арматурного стержня из колонны и конец на накладке у зазора между торцами висков без заварки раковин в концах шва. Это резко ослабляет прочность стыка за счет подрезки арматурного стержня и накладки. Всегда нужно начинать шов на накладке у ее торца и заканчивать на стыкуемом выпуске стержня у его торца. В этом случае даже, если не будут заварены раковины на концах швов, прочность стыкового соединения не окажется сниженной.

Неправильная последовательность сварки выпусков арматуры колонн приводит к отклонению элементов колонны от вертикали за счет теплового воздействия сварки шва. Переходить от сварки одного выпуска арматуры к сварке другого нужно по диагональной плоскости сечения колонны.

При монтаже каркаса серии 1.020-1, должно обращать особое внимание на строгое соблюдение всех технологических процессов, предусмотренных проектом решением для стыка элементов колонн друг с другом. Если бетонный выступ в стене оказался разрушенным, его необходимо восстановить, например наращиванием цементно-эпоксидным составом. Выверку элементов колонн следует производить не по боковым поверхностям колонн, а по выпускам арматуры, что уменьшит несоосность выпусков. Зазор между торцами элементов колонн крестообразной формы следует именно чеканить полусухой цементно-песчаной смесью, а не заполнять бетоном омоноличивания, не допускать раннее замораживание бетона омоноличивания ниш зимой и пересушку его летом. Все это позволит в значительной степени снизить проектные недоработки рассматриваемого стыка.

На строительной площадке иногда производят укорочение сборных железобетонных элементов. Делать это можно только в исключительных случаях и с выполнением соответствующих мероприятий по обеспечению прочности укороченных элементов.

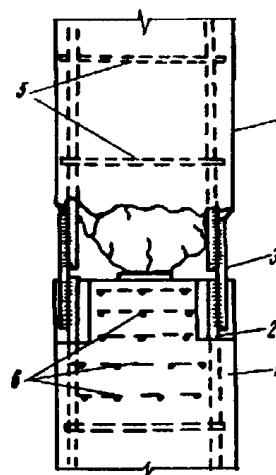


Рис. 4.5. Дефектный стык элементов колонн при обрубке конца одного элемента, приведшей к обрушению здания:

1 — колонна цокольного этажа; 2 — продольная арматура; 3 — стыковые накладки; 4 — обрубленная колонна первого этажа; 5 — поперечная арматура; 6 — часто расположенная арматура сетки в оголовнике колонны

При монтаже каркаса серии ИИ-04 пятиэтажного здания в Санкт-Петербурге были смонтированы колонны первого этажа, укороченные обрубкой на один метр (колонны были получены для этажа большей высоты). При этом были обрублены концы колонн, имеющие часто расположенные поперечные стержни и сетки. Обрубленные концы были неровными с трещинами (рис. 4.5). Сварка выпусков арматуры в стыке была выполнена с применением накладок без дополнительных хомутов. Предложенные представителем заказчика стальные обоймы на стыках колонн не были осуществлены. Это привело к тому, что часть здания обрушилась в момент окончания монтажа пятого этажа в результате разрушения стыка одной из колонн.

4.4. Дефекты сборных железобетонных колонн, вызванные нарушениями правил эксплуатации зданий

Нарушить нормальную работу колонн, как и других железобетонных конструкций, привести их в дефектное состояние может неправильная эксплуатация здания или сооружения.

Неудовлетворительная эксплуатация технологического оборудования: допущение протечек разных агрессивных жидкостей, плохая вентиляция помещений, приводящая к насыщению воздушной среды агрессивными газами и ухудшению температурно-влажностного режима, вызывает преждевременное повреждение и разрушение строительных конструкций. В результате возникает и быстро развивается коррозия арматуры и бетона.

При обследовании помещения гальванического цеха одного из ремонтных предприятий под Санкт-Петербургом автором была обнаружена сильная коррозия бетона и арматуры колонн на уровне пола из-за частого пролива кислоты на пол (рис. 4.6).

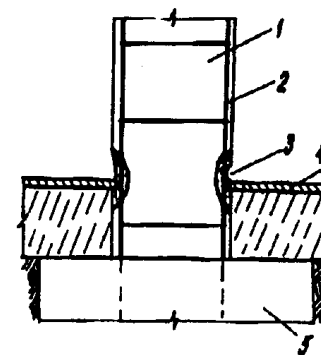


Рис. 4.6. Разрушение бетона и арматуры колонны в гальваническом цехе из-за пролива на пол кислот:

1 — колонна; 2 — арматура колонны; 3 — участок колонны, подвергшийся сильной коррозии; 4 — чистый пол; 5 — фундамент

Железобетонный каркас может получить повреждения в процессе выполнения реконструкции здания, связанного с модернизацией производства, когда к элементам каркаса прикладываются большие дополнительные нагрузки и меняется схема нагружения.

Без предварительного расчета недопустимо производить усиление конструкций, связанное с уменьшением сечения на значительную глубину для обнажения рабочей арматуры и приварки к ней деталей с возможным пережигом рабочей арматуры.

Нельзя эксплуатировать помещения, в которых колонны не защищены от возможных ударов при работе мостовых, подвесных кранов и напольного транспорта.

Получают повреждения узлы соединения колонн с балками (ригелями), если из-за нарушения правил эксплуатации происходят большие неравномерные осадки фундаментов.

5. ДЕФЕКТЫ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК (РИГЕЛЕЙ)

5.1. Дефекты сборных железобетонных балок (ригелей), вызванные недоработкой при проектировании

Распространенным дефектом каркаса серии 1.420-12 является несоосность выпусков арматурных стержней из колонн и ригелей. Согласно проекту расстояние от низа закладной опорной детали ригеля до низа выпусков арматурных стержней должно отличаться от проектного не более ± 2 мм. Допуск очень жесткий, если учесть, что фиксация арматуры предусмотрена только приваркой опорной закладной детали к низу арматурного каркаса. Допуск в расстоянии между верхом закладной детали в консоле колонны и низом выпусков арматурных стержней по проекту также равен ± 2 мм. При этом никакой связи между закладной деталью и выпусками арматуры не предусматривается. Многолетний опыт автора по обследованию зданий с каркасом серии ИИ-20/70 не выявил ни одного случая соответствия проекту расстояния от опорных закладных деталей до выпусков арматуры. Во многих случаях несоосность выпусков арматуры по вертикали достигала нескольких см. Большая несоосность выпусков арматуры наблюдается и в горизонтальном направлении. Представляется необходимым разрабатывать в проекте жесткую фиксацию закладных опорных деталей и выпусков арматуры, как в ригеле, так и в колонне.

В первых проектах серии ИИ-20 возможность появления несоосности выпусков арматуры вообще не предусматривалась. В последних модификациях этой серии несоосность выпусков арматуры уже допускается. Для обеспечения возможности выполнения ванной сварки при наличии несоосности выпусков арматуры в современных проектах предусмотрено удлинение ниши в ригелях, где размещены выпуски арматуры и дается рекомендация производить отгибы выпусков арматуры в нагретом состоянии. Однако отгиб выпуска арматуры не устраняет

отрицательные последствия несоосности выпусков арматуры, а нагрев арматурных стержней может привести к ухудшению механических свойств арматурной стали.

При несоосности выпусков арматуры из ригелей и колонн в каркасах многоэтажных зданий уменьшается предельное значение изгибающего момента в опорном сечении при образовании в нем пластического шарнира. Это приводит к увеличению пролетного момента за счет перераспределения усилий между опорными и пролетными сечениями ригеля.

Предельное усилие в арматурном стержне ригеля, сваренном несоосно с выпуском арматуры из колонн при наличии эк-

$$N_u = \delta R_s \pi d^2 / 4, \quad (5.1)$$

сцентриситета e_o , можно определить из выражения:

где δ — относительное значение предельного усилия в стержнях с учетом наличия эксцентриситета выпусков арматуры и

$$\delta = 4N_u / R_s \pi d^2 = (\pi - 2\theta + \sin 2\theta) / \pi, \quad (5.2)$$

пластической работы арматурной стали:

Здесь θ — половина центрального угла, ограничивающего сжатую зону внецентренно растянутого арматурного стержня [17].

Значение δ зависит от относительного эксцентриситета e_o/d , который можно вычислить по формуле:

$$e_o/d = 2 \sin 3\theta / 3[(\pi - 2\theta + \sin 2\theta)], \quad (5.3)$$

На рис. 5.1 приведена графическая зависимость δ от e_o/d , полученная при решении формул (5.2) и (5.3).

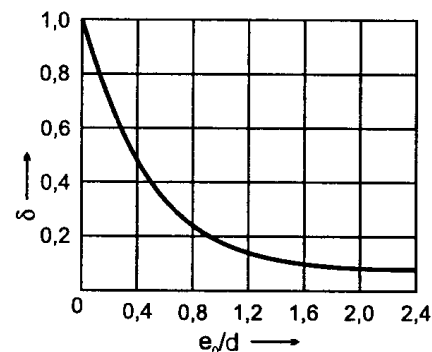


Рис. 5.1. Зависимость относительного усилия в стержне от относительного эксцентриситета

В общем случае при различных диаметрах выпусков арматуры и различном значении их несоосности коэффициент δ определяется как средневзвешенное его значение:

$$\delta = \frac{\sum \delta_i A_{si}}{\sum A_{si}} \quad (5.4)$$

Возросшее значение пролетного момента при уменьшении опорных моментов за счет несоосности выпусков арматуры можно найти из выражения:

$$M = ql^2 / 8 - (M_A + M_B) / 2, \quad (5.5)$$

где M_A и M_B — изгибающие моменты, которые могут воспринять опорные сечения при наличии несоосности выпусков арматуры.

В ориентировочных расчетах можно принять значение предельного изгибающего момента пропорциональным усилию в растянутой арматуре, тогда можно определить значения M_A и M_B по формулам:

$$\begin{aligned} M_A &= \delta M_{A0'} \\ M_B &= \delta M_{B0'} \end{aligned} \quad (5.6)$$

где:

δ — то же, что и в формуле (5.1);

$M_{A0'}$ и $M_{B0'}$ — значения опорных моментов при отсутствии несоосности выпусков арматуры из ригелей и колонн.

Проектом предусмотрено расстояние от низа опорной закладной детали ригеля до верха закладных деталей, предназначенных для крепления плит перекрытия, равным 400 мм без каких-либо допусков. Само по себе это затрудняет размещение арматурного каркаса в опалубке, имеющей тот же размер.

В проекте каркаса серий ИИ-20/70 и 1.420-12 дается последовательность выполнения сварки в узле примыкания ригеля к колонне, обеспечивающая снижение температурных усилий. Отсутствие такой рекомендации в проекте рамно-связевого каркаса серии ИИ-04 привело к тому, что в ряде случаев происходило разрушение ригеля от температурных деформаций при выполнении сварки в этом узле.

Если соблюдалась правильная последовательность монтажа сборных элементов здания (плиты перекрытий укладывались после сварных работ в узле примыкания ригеля к колонне) и в начале сваривались закладные опорные детали

ригеля с закладными деталями консоли колонны, то при приварке накладки к закладным деталям и верха ригеля («рыбки») у торцов верхней рабочей арматуры возникали нормальные трещины по всей высоте ригеля (рис. 5.2). Это происходило в результате того, что из-за теплового воздействия сварки в верхних монтажных стержнях каркаса ригеля (диаметром 8 мм), приваренных через верхние рабочие стержни к закладной детали, напряжения достигали предела текучести. Отсюда можно сделать вывод о том, что на стадии проектирования нужно прорабатывать все вопросы технологии изготовления и монтажа железобетонных элементов и давать в чертежах соответствующие рекомендации.

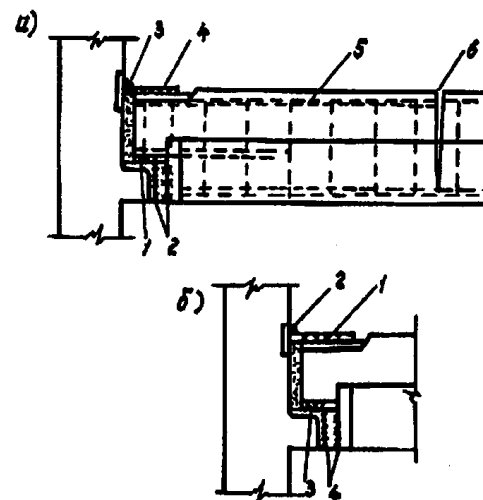


Рис. 5.2. Неправильная (а) и правильная (б) последовательность наложения сварных швов в узле сопряжения колонны и ригеля в рамно-связевых каркасах серии ИИ-04:

1-4 — порядок наложения сварных швов; 5 — опорный арматурный каркас; 6 — трещина в ригеле, образующаяся при неправильной последовательности наложения швов

В проектах одноэтажных зданий не учитывается нагрузка от пыли, которая может достигать 10 кПа, от снега в местах образования снеговых мешков — до 20 кПа, не рассматривается возможность появления протечек кровли и дефектов защитных покрытий, которые приводят к коррозии арматуры [3].

Перечисленные нагрузки и воздействия должны учитываться в проектах. При этом нужно принимать во внимание конкретные условия эксплуатации здания.

Верхняя полка стропильных балок должна рассчитываться на действие сосредоточенной нагрузки от ребра плиты. Если это не выполняется, то появляется вероятность выкола полки под ребрами плит покрытия [3].

5.2. Дефекты сборных железобетонных балок (ригелей), вызванные ошибками при их изготовлении

При изготовлении сборных железобетонных балок (ригелей) перекрытий и покрытий наиболее часто встречаются следующие дефекты:

- несоответствие диаметров, марок и классов стали арматурных стержней, а также их положения проектным данным;
- снижение прочности бетона против проекта;
- пропуск или смещение закладных деталей или выпусков арматуры;
- некачественное заполнение раствором каналов для высокопрочной предварительно напряженной арматуры;
- отклонение геометрических размеров от проектных;
- наличие трещин, сколов, каверн в бетоне балок (ригелей);
- отступление предварительного напряжения арматуры от значений, принятых в проекте.

Несоответствие диаметров и классов стали арматурных стержней проекту чаще всего возникает из-за отсутствия на заводе-изготовителе арматурной стали, предусмотренной проектом, что вынуждает производить их замену. Замена арматурных стержней, т.е. изменение площадей их поперечных сечений производится пропорционально расчетному сопротивлению арматурной стали. Количество продольных стержней в большинстве случаев не может быть изменено.

Если производится замена менее прочной арматурной стали на более прочную, то ставятся арматурные стержни меньшего поперечного сечения, что приводит к увеличению напряжений в них. Рост напряжений в арматуре приводит к увеличению

раскрытия трещин в бетоне и прогибов балок. Таким образом, в этом случае обязательно требуются проверочные расчеты по второй группе предельных состояний, что, к сожалению, выполняется не всегда.

При установке продольных арматурных стержней большего диаметра, чем было предусмотрено проектом, необходимо сделать проверку на свариваемость их с поперечной арматурой.

Если производится увеличение диаметра выпусков арматуры в ригелях междуэтажных перекрытий, то следует проверить возможность осуществления ванной сварки их с выпуском из колонн (изменение диаметра выпуска арматуры из ригеля должно быть не более, чем на 20%).

При замене стержней предварительно напряженной арматуры необходимо следить и за сохранением проектного значения усилия предварительного обжатия.

При осуществлении натяжения арматуры электротермическим способом изменение диаметра при сохранении количества продольных стержней должно сопровождаться изменением расстояния между анкерами на арматуре (или между упорами на опалубочной форме). При уменьшении диаметра стержней расстояние между анкерами на арматуре должно соответственно уменьшаться, чтобы увеличить предварительное напряжение в стержнях, а при увеличении диаметра стержней, наоборот, увеличиваться. В противном случае балки будут получаться недостаточно трещиностойкими и менее жесткими или появится возможность разрушения бетона при отпуске напряженной арматуры. Следовательно, и в этом случае требуется расчет бетона по второй группе предельных состояний, что, к сожалению, делается редко.

Произвольное уменьшение прочности или площади поперечного сечения продольной растянутой арматуры приводит к почти пропорциональному снижению прочности нормальных сечений балок (ригелей) и значительному снижению их трещиностойкости и жесткости.

Уменьшение интенсивности поперечного армирования снижает прочность наклонных сечений балок (ригелей), хотя это выражено меньше, чем для нормальных сечений при уменьшении продольной растянутой арматурой. Следует иметь в виду, что при этом появляется опасность потери устойчивости сжатых продольных арматурных стержней.

Если допускается смещение арматурного каркаса из проектного положения, то изменяется защитный слой бетона. Уменьшение защитного слоя бетона приводит к снижению долговечности конструкции. Увеличение защитного слоя обычно связано с уменьшением рабочей высоты сечения, что приводит к уменьшению несущей способности сечения балки (ригеля).

Смещение арматурных каркасов в ригелях каркасных зданий серий ИИ-20/70 и 1.420-12 вызывает несоосность выпусков арматуры из ригелей и колонн, о последствии которой говорилось выше.

При изготовлении балок (ригелей) в результате недостаточного контроля может быть допущена укладка менее прочного бетона, чем предусмотрен проектом. На монтаж могут поступать и балки, прочность бетона которых ниже проектной из-за недостаточной их тепловой обработки.

Уменьшение прочности бетона в наибольшей степени сказывается на прочности наклонных сечений, и в меньшей степени, на прочности нормальных сечений. Уменьшение прочности бетона уменьшает усилия трещинообразования и увеличивает прогиб балок (ригелей).

Пропуск или смещение закладных деталей балок (ригелей) не дает возможности приварить закладные детали плит к закладным деталям балок (ригелей). При этом появляется опасность потери устойчивости сжатого пояса покрытия и снижается горизонтальная жесткость диска перекрытия (покрытия), что отрицательно сказывается на пространственной жесткости каркаса и приводит к увеличению усилий в колоннах.

Некачественное заполнение раствором каналов для предварительно напряженной арматуры повышает опасность ее коррозии и увеличивает деформации конструкции.

Отклонение геометрических размеров балок (ригелей) от проектных значений затрудняет или делает невозможным их сопряжение со смежными конструкциями (колоннами, плитами перекрытий и покрытий) и снижает прочность балок (ригелей) при уменьшении размеров их поперечных сечений.

Трещины, образующиеся в балках (ригелях) при неправильной их распалубке и нарушении правил складирования, снижают их эксплуатационные свойства. При этом нормальные трещины, образовавшиеся в сжатой при эксплуатации зоне, обыч-

но после монтажа балок (ригелей) закрываются и мало сказываются на их прочности.

Однако при этом снижается изгибная жесткость и увеличивается их прогиб до 15%. Эти трещины также увеличивают опасность коррозии арматуры. Нормальные трещины в стропильных балках, пересекающие всю их высоту, особенно сильно понижают жесткость балок в горизонтальной плоскости, что может привести к разрушению балок в процессе монтажа и уменьшает жесткость диска покрытия в период эксплуатации.

Отступления от проектного значения предварительного напряжения арматуры могут произойти в результате ошибок, допущенных при изготовлении предварительно напряженных элементов, а также, как это было отмечено выше, при замене проектной арматуры без учета изменения предварительного напряжения.

От значения усилия предварительного обжатия балок (ригелей) зависит их трещиностойкость и жесткость, а также прочность при изготовлении и монтаже.

На протяженных стенах с паровой рубашкой часто не получается достаточный прогрев бетона балок на торцах, что приводит к уменьшению прочности бетона в этих зонах, особенно при морозах, нарушению анкеровки предварительно напряженной арматуры и к последующему разрушению опорных участков балок.

5.3. Дефекты монтажа сборных железобетонных балок (ригелей)

При монтаже железобетонных балок (ригелей) наиболее часто происходят следующие нарушения правил монтажа:

- смещение осей балок (ригелей) с осей колонн (перпендикулярно к поперечным рамам);
- смещение балок (ригелей) в плоскости поперечных рам;
- неправильное выполнение соединений балок (ригелей) с колоннами;
- укладка балок (ригелей) на кирпичные стены без устройства опорных подушек;

– отклонение плоскости балок (ригелей) от вертикали; использование при монтаже явно дефектных балок (ригелей).

Смещение осей балок (ригелей) с осей колонн происходит обычно из-за смещения колонн в горизонтальной плоскости, отклонения колонн от вертикали или применения плит перекрытий (покрытий) непроектной длины. Это смещение вызывает появление дополнительных усилий в колоннах — изгибающих моментов, действующих перпендикулярно плоскости поперечных рам. Колонны при этом начинают работать на косо внецентренное сжатие. Несущая способность колонн снижается в тем большей степени, чем хуже омоноличены перекрытия.

Автором разработана методика приближенной оценки влияния смещения ригелей каркасных зданий из плоскости поперечных рам на усилия в колоннах.

Так как горизонтальные силы, действующие на каркас перпендикулярно к плоскости поперечных рам, должны восприниматься вертикальными связями между колоннами, имеющими большую жесткость, то в упрощенной расчетной схеме здания можно рассматривать перекрытия в качестве горизонтальных неподвижных шарнирных опор для колонн.

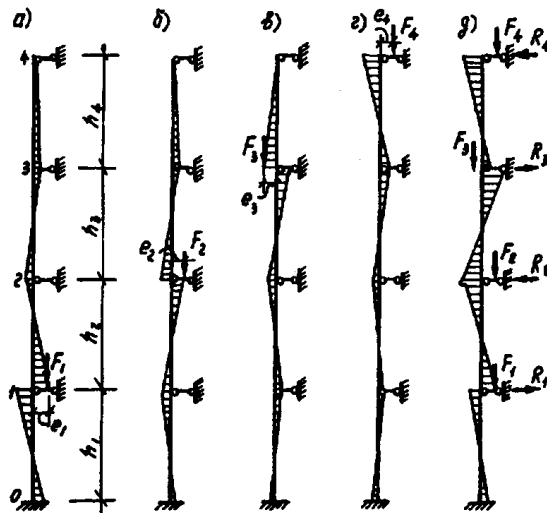


Рис. 5.3. Расчетная схема колонн к определению изгибающих моментов, действующих перпендикулярно к плоскости поперечной рамы: а, б, в, г — от усилий, приложенных на 1...4 этажах; д — суммарная эпюра моментов

Изгибающий момент в сечении стойки многоэтажного здания, (рис. 5.3) проходящем выше точки i (i — порядковый номер точки, в которой определяется дополнительный изгибающий момент; заделка колонны в фундаменте и места опирания ригелей, от $i=0$ до $i=n$) можно получить [14] по формуле:

$$M_i = \delta_{0,i}(\gamma_i - 1)F_i e_i - \delta_{1,i} \delta_{n,i} \sum_{m=1}^{i-1} (-1)^m \gamma_{i-m} F_{i-m} e_{i-m} / (\prod_{k=i}^{i-1} \theta'_k) + \delta_{n,i} \sum_{m=i}^n (-1)^m (\gamma_{i+m} - 1) F_{i+m} e_{i+m} / (\prod_{k=i}^{i-1} \theta_k), \quad (5.7)$$

где:

$\delta_{0,i}$; $\delta_{1,i}$; $\delta_{n,i}$ — символы Кронекера:

$$\delta_{j,i} = \begin{cases} 0 & \text{при } j = i \\ 1 & \text{при } j \neq i \end{cases}$$

γ_i — коэффициент, вычисляемый по выражению:

$$\gamma_i = 1 / (1 + \theta_i(1 - \theta'_{i+1})l_i / (\theta'_{i+1}(1 - \theta_i)l_{i+1})), \quad (5.8)$$

здесь:

$\theta_i = -M_i / M'_{i-1}$ — нижнее фокусное отношение для i -го этажа; при постоянном поперечном сечении колонн на всех этажах:

$$\theta_i = 2 + l_{i-1}(2 - 1/\theta_{i-1})/l_i, \quad (5.9)$$

$\theta'_{i+1} = M_i / M'_{i+1}$ — верхнее фокусное отношение для $i+1$ -го этажа;

$$\theta'_{i+1} = 2 + l_{i+2}(2 - 1/\theta'_{i+2})/l_{i+1}, \quad (5.10)$$

при постоянном сечении колонн на всех этажах:

l_{i-1} и l_i — высоты этажей соответственно ниже и выше точки $i-1$

F_i — опорная реакция ригеля в i -той точке;

e_i — эксцентриситет приложения опорной реакции ригеля в i -той точке;

$m = 1, 2, 3 \dots$

Изгибающий момент в сечении колонн, расположенных ниже точки i , можно найти по выражению:

$$M'_i = F_i e_i + M_i \quad (5.11)$$

Значение дополнительных поперечных сил в пределах 1-го этажа вычисляется по формуле:

$$Q_i = (M_i - M_{i-1}')/l_i \quad (5.12)$$

Опорная реакции перекрытия в точке i , которая передается на вертикальные связи между колоннами, определяется по зависимости:

$$R_i = Q_{i+1} - Q_i' \quad (5.13)$$

Смещение ригеля из плоскости поперечной рамы в одноэтажном каркасном здании также вызывает в стойках рамы изгибающие моменты, действующие в плоскости, перпендикулярной к плоскости рамы, и дополнительные горизонтальные усилия в плоскости продольных рам [15].

В надкрановой части колонны на расстоянии x от ее верха при этом возникают изгибающие моменты, ориентировочное значение которых можно найти по формуле:

$$M_x = F_b e_0 - (F_b e_0 - M_1)x/H \quad (5.14)$$

где F_b — опорная реакция стропильной балки;

e_0 — эксцентриситет приложения опорной реакции (смещение балки из плоскости поперечной рамы);

M_1 — изгибающий момент в уровне верха подкрановой консоли:

$$M_1 = -F_b e_0 H_1 \beta / [(H - H_1)/2 + H_1 \beta] \quad (5.15)$$

Здесь:

$\beta = B_2/B_1$ — отношение изгибной жесткости сечения подкрановой части к изгибной жесткости сечения надкрановой части колонны. В расчетах можно принимать значение коэффициента β , равным отношению моментов инерции сечений (J_2/J_1);

H_1 и H — то же, что и в формуле (4.5).

В подкрановой части колонны дополнительный изгибающий момент от смещение ригеля из плоскости поперечной рамы вычисляется по формуле:

$$M_x = M_1 [(1 - 3(x - H_1)/(2(H - H_1)))] \quad (5.16)$$

В одноэтажных зданиях без мостовых кранов при колоннах с постоянными по высоте размерами поперечных сечений дополнительный изгибающий момент определяется по выражению:

$$M_x = -F_b e_0 (1 - 3x/(2H)) \quad (5.17)$$

Дополнительные горизонтальные усилия в уровне верха колонны, вызванные смещением ригеля из плоскости рамы, должны быть восприняты вертикальными связями между колоннами. Значения этих усилий можно вычислить по формуле:

$$F_2 = 1,5 F_{b,i} e_{oi} / H_1 \quad (5.18)$$

При отсутствии вертикальных связей между колоннами эти усилия вызовут дополнительные изгибающие моменты в колоннах в плоскости продольных рам, которые можно вычислить по зависимостям (4.3) и (4.6).

При увеличении против проекта шага балок (ригелей) нарушаются нормальные условия опирания на них плит. При уменьшении шага ригелей не удается разместить между ними плиты перекрытий. При уменьшении шага стропильных балок делается невозможным нормальное опирание на них плит.

Смещение балок (ригелей) и плоскости поперечных рам на одной из их опор длина площадки опирания оказывается меньше проектной (при проектном расстоянии между осями колонн). При этом появляется опасность продергивания продольной арматуры у опоры, возникновения наклонных трещин и разрушения по ним балки. Кроме того, из-за малой площади опирания может произойти разрушение бетона опоры из-за его смятия и скалывания. У колонны, в сторону которой сместился ригель уменьшается зазор между торцом ригеля и колонной, что не позволит нормально омонолитить стык.

Дефектным является узел сопряжения ригеля с колонной в многоэтажном каркасе при несоосности выпусков арматуры из них. Этот дефект, как отмечалось ранее при рассмотрении колонн, обычно появляется при изготовлении ригелей и колонн, однако он может быть и результатом смещения ригеля из проектного положения.

Накладная опорная деталь стропильной балки должна быть сварена по всему периметру с закладной деталью колонны. Если эта работа выполнена не в полном объеме, то происходит снижение прочности соединения балки с колонной на воздействие горизонтальных нагрузок (торможение крана, ветровая нагрузка), что может являться причиной потери устойчивости положения стропильной балки.

Последствия опирания балок (ригелей) на кирпичные стены без опорных подушек рассмотрены ранее в п. 2.2. Отклонение плоскости балки (ригеля) от вертикального положения происходит из-за перекоса закладной опорной детали в балке (ригеле) или на верху колонны и опорной консоли. Такой дефект приводит к появлению крутящих моментов, на которые балки (ригеля) не рассчитаны. Этот дефект более опасен для высоких стропильных балок.

При монтаже каркасов серии 1.420-12 у температурных швов ригели испытывают от односторонней нагрузки со стороны плит перекрытия крутящие моменты. Для их восприятия проектом предусмотрены у опорных частей балок закладные летали, к которым после монтажа ригелей привариваются дополнительные хомуты. При монтаже часто путают положение этих ригелей, так как они ничем не отличаются от рядовых, кроме наличия специальных закладных деталей. В результате у температурных швов ставят рядовые ригеля, не рассчитанные на действие крутящих моментов.

5.4. Дефекты сборных железобетонных балок (ригелей), вызванные нарушением правил эксплуатации зданий

Неудовлетворительная эксплуатация здания может привести к дефектному состоянию балок (ригелей). Плохая вентиляция помещений при проливе технических жидкостей повышает агрессивность среды, что уже было отмечено в отношении влияния среды на колонны.

Несвоевременная очистка кровли от снега и пыли может вызвать значительную перегрузку стропильных балок. Протечка кровли приводит к постоянному увлажнению балок покрытия, что способствует коррозии их арматуры и бетона.

Пробивка различных отверстий в стенках балки для пропуска коммуникаций может вызвать значительное снижение несущей способности балки вплоть до ее разрушения. Подвеска кранового и другого оборудования к балке (ригелю), не рассчитанную на такую нагрузку, может вызвать значительную ее перегрузку. В процессе ремонтных работ на перекрытиях иногда образуются скопления строительного мусора, которые могут привести к обрушению балок (ригелей).

6. ДЕФЕКТЫ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ ПОКРЫТИЙ

Железобетонные фермы состоят из сжатых и растянутых элементов. Работают фермы по плоской балочной схеме. В связи с этим дефекты изготовления и монтажа железобетонных ферм могут быть такими же, как и у колонн и балок. И последствия дефектов стропильных ферм аналогичны последствиям соответствующих дефектов колонн и балок. Колебания прочности растянутых элементов железобетонных ферм пропорциональны колебаниям количества и прочности их продольной арматуры.

При снижении прочности бетона ферм происходит снижение усилия трещинообразования ее растянутых элементов.

При изготовлении ферм особое внимание должно уделяться армированию узлов. Надежная анкеровка арматуры в узлах ферм является гарантией их прочности. В узлах ферм устанавливается в большом количестве конструктивная арматура. Изменять количество и диаметр конструктивной арматуры без согласования с проектной организацией недопустимо.

Складировать и перевозить железобетонные фермы можно только в вертикальном положении. Стропить фермы можно только за узлы верхнего пояса, а подкладки при складировании ставить только под их опорными узлами.

При монтаже ферм следует проверять устойчивость сжатого пояса в горизонтальной плоскости до укладки плит покрытия. Если устойчивость сжатого пояса в период монтажа оказывается недостаточной, следует применять его временное усиление.

7. ДЕФЕКТЫ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ

7.1. Дефекты сборных железобетонных плит перекрытий и покрытий, вызванные недоработками при проектировании

В каркасных зданиях серий ИИ-20/70 и 1.420-12 предусмотрены ребристые плиты перекрытий, в которых высота поперечных торцевых ребер равна высоте продольных ребер. По нашему мнению, это является существенным дефектом проекта ребристых плит перекрытий [41].

Конструктивное решение плит предусматривает опирание плит на ригель концами продольных ребер. Закладные детали на концах продольных ребер должны ложиться на закладные детали, расположенные по верху полок ригелей. Однако поперечные ребра препятствуют этому (рис. 7.1).

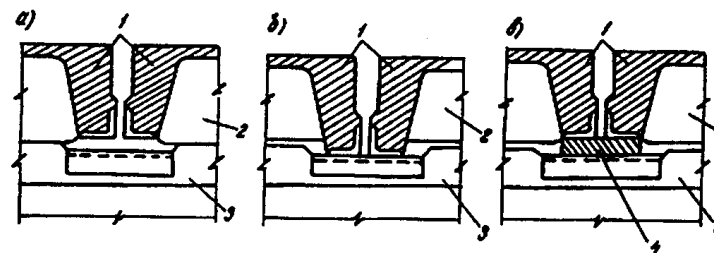


Рис. 7.1. Схема дефекта узла опирания плит перекрытий на ригель и его исправления в каркасных зданиях серий ИИ-20/70 и 1.420-12 (а — при одинаковой высоте продольных и торцевых поперечных ребер; б — при уменьшении высоты торцевого поперечного ребра; в — при установке стальных прокладок):

1 — продольное ребро плиты; 2 — поперечное ребро плиты; 3 — полка ригеля; 4 — прокладка

Во всех обследованных автором многоэтажных промышленных зданиях закладные детали в полках ригелей и по концам продольных ребер плит были несколько утоплены относительно бетонной поверхности. В результате между этими

закладными деталями образуются просветы в несколько миллиметров (встречаются просветы до 1 см и более), а продольные ребра плиты зависят на поперечных торцевых. Такая работа плит проектом не предусмотрена, так как арматурная связь продольных и поперечных ребер друг с другом для этого недостаточна. В образовавшийся зазор строители обычно укладывают прокладки из полосовой или круглой стали.

В случае наличия неровностей верхней поверхности полог ригелей и нижней поверхности торцевых ребер плит в этих ребрах появляются изгибающие моменты, на которые они не рассчитаны. При переходе от серии ИИ-20/70 к серии 1.420-12 было произведено уширение плит перекрытий с 1,5 до 3 м, что еще больше усугубило этот недостаток.

Устранить отмеченный дефект можно путем уменьшения высоты поперечных торцевых ребер примерно на 2 см. Это не ухудшит условия омоноличивания соединения плит с ригелями, не потребует и капитальной переделки форм — достаточно в них уложить прокладки. До выпуска новых плит перекрытий с уменьшенной высотой поперечных торцевых ребер в проектах следует предусматривать прокладки между закладными деталями в полках ригелей и по концам продольных ребер из листовой стали толщиной 10...12 мм.

При обследовании предварительно напряженных плит перекрытий выявлено, что если арматурный каркас первого от торца ребра опустился ниже полки плиты, то происходит срез этого ребра с появлением трещин между полкой и ребром. Происходит это под действием усилий предварительного обжатия [3]. В проекте следует предусмотреть выпуск двух-трех поперечных стержней каркаса поперечного ребра на толщину защитного слоя, что исключает опускание арматурного каркаса в ребре при бетонировании плиты.

Для обеспечения лучшей совместной работы соседних плит боковые грани ребер следует делать фигурными с небольшими по глубине выемками. При омоноличивании таких швов образующиеся в выемках шпонки обеспечивают совместную деформацию плит (исключается «клавишный» эффект — разный прогиб соседних плит при их неравномерной нагрузке).

В тонких плитах при толщине менее 50 мм практически трудно выполнить арматуру в два слоя. Поэтому в проектах нужно

предусматривать арматуру в такой полке в один слой и рассчитывать полку как свободно опертую плиту [3].

7.2. Дефекты сборных железобетонных плит перекрытий и покрытий, вызванные ошибками при их изготовлении

При изготовлении плит перекрытий и покрытий встречаются дефекты, аналогичные дефектам балок (ригелей).

Колебания количества арматуры и прочности бетона влияют на механические характеристики плит приблизительно так же, как и на аналогичные показатели балок (ригелей).

Можно только отметить меньшую чувствительность прочности нормальных сечений плит к изменению прочности бетона по сравнению с балками (ригелями). В тонких полках ребристых плит арматурная сетка часто имеет очень малый защитный слой бетона и просматривается снизу плиты. Происходит это из-за отсутствия соответствующей фиксации арматуры в проектном положении. Если такие плиты эксплуатируются в агрессивных условиях, то происходит быстрая коррозия арматуры. При этом на поверхности плит появляются полосы от ржавчины арматуры. Несущая способность плит в результате коррозии арматуры сильно снижается.

Наблюдались обрушения ребристых плит, имеющих недостаточную толщину защитного слоя бетона, уложенных в покрытие над пропарочными камерами в формовочных цехах заводов железобетонных изделий.

При изготовлении плит в сильно изношенной опалубке происходит уширение плит, превышающее допуски. В междуэтажных перекрытиях в этом случае не удается уложить нужное количество плит. При укладке уширенных плит на стропильные конструкции плиты постепенно сдвигаются со своего проектного положения и ребра плит оказываются вне закладных деталей, расположенных по верху стропильных конструкций. Поэтому при приемке плит следует обратить особое внимание на их ширину.

При строительстве одноэтажного здания под Вологдой для покрытия были применены значительно расширенные против

проекта ребристые плиты. В покрытии балки располагались вдоль здания, а опертые на них плиты — поперек. В результате смещения уширенных плит из своего проектного положения у температурного шва плиты оказались опертыми своими ребрами на разные температурные блоки (рис. 7.2), и, таким образом, покрытие не было разрезано температурно-усадочным швом, что должно было привести к разрушению этих плит при изменениях температуры.

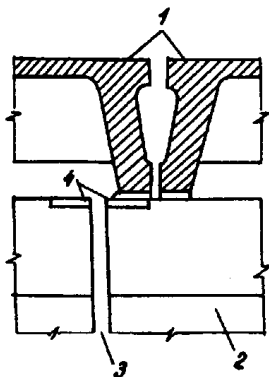


Рис. 7.2. Схема опирания уширенных плит покрытия на стропильные конструкции у температурно-усадочного шва:
1 — плиты покрытия; 2 — стропильные балки; 3 — температурно-усадочный шов; 4 — закладные детали в стропильных балках

Отколы торцов плит с обнажением концов арматуры ребер нарушают анкеровку арматуры на опорах и могут привести к разрушению плит по наклонному сечению из-за продергивания арматурных стержней. У плит с отколами концов ребер недостаточная прочность на восприятие опорных реакций.

На одном из заводов железобетонных изделий в Санкт-Петербурге наблюдались обрывы монтажных петель или вырыв их из бетона. При обследовании выяснилось, что причиной этого является грубое нарушение перемещения плит из пропарочных камер. Перед отправкой на склад готовые плиты собирались в пакеты из нескольких плит. Затем пакет строился за монтажные петли нижней плиты и перемещался краном на транспортные средства. Нагрузки на монтажные петли вырастали при этом в несколько раз. Усилия в петлях увеличива-

лись и из-за малого зазора между петлей и бетоном. Крюк стропы не умещался полностью в этом зазоре и действовал на монтажную петлю как клин (рис. 7.3).

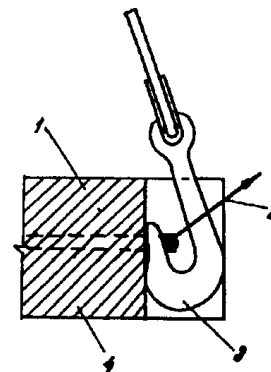


Рис. 7.3. Схема воздействия крюка стропы на монтажную петлю при малом расстоянии между монтажной петлей плиты и бетонной поверхностью ниши:

1 — монтажная петля; 2 — равнодействующее усилие, приложенное к монтажной петле; 3 — крюк стропы; 4 — плита перекрытия

Не всегда в отверстиях многопустотных плит на заводе устанавливаются пробки. Если такие плиты установить на первых этажах многоэтажных кирпичных зданий, то может произойти разрушение тонких бетонных перемычек между пустотами.

Нормальные трещины в плитах возникают при складировании их в несколько рядов, когда прокладки между плитами располагают не по одной вертикали.

7.3. Дефекты монтажа сборных железобетонных плит покрытий и перекрытий

К основным дефектам монтажа железобетонных плит перекрытий и покрытий относятся следующие:

- смещение плит вдоль их осей;
- отсутствие сварки закладных деталей плит с закладными деталями ригелей или стропильных конструкций, а также недостаточная протяженность или малое сечение сварных швов в этих соединениях;

- неправильное омоноличивание швов между плитами;
- перегрузка плит в процессе монтажа строительными изделиями и материалами;
- устройство больших монтажных проемов в перекрытиях или покрытиях;
- оставление снега на пустотных плитах в период строительства;
- использование при монтаже плит с явно выраженными дефектами (сколы бетона в опорных частях плит, сквозные трещины, низкая прочность бетона и др.).

Смещение плит, уложенных по верху балок (ригелей) в плане вдоль их осей приводит к недостаточной длине опирания плит с одной их сторон. При этом появляется опасность продергивания продольной арматуры ребер у опоры и разрушение плит по наклонному сечению, а также разрушение бетона на опорах.

Отсутствие сварки закладных деталей плит с закладными деталями балок (ригелей) или недостаточная протяженность и сечение сварных швов в этих соединениях снижает жесткость дисков перекрытий и покрытий, что отрицательно сказывается на пространственной жесткости здания. Появляется возможность потери устойчивости сжатых поясов стропильных конструкций из их плоскости, а также увеличивается объем разрушения при локальном воздействии.

В каркасах серии ИИ-20/70 и 1.420-12 при наличии зазора между закладной деталью в конце плиты и закладной деталью ригеля, вызванного тем, что эти закладные детали оказались утопленными относительно бетонной поверхности, строители часто укладывают в этот зазор отрезок арматурной стали. Это не обеспечивает требуемую прочность соединения плит с ригелями. Необходимо в зазор укладывать стальную прокладку из листовой стали нужной толщины, приваренную к закладным деталям. При этом желательно добиваться появления зазора между поперечным торцевым ребром и полкой ригеля (рис. 7.1 в).

Как показала практика обследования, омоноличиванию швов между плитами уделяется мало внимания. Вместо заполнения швов мелкозернистым бетоном класса не ниже В15, как это предусмотрено проектом, часто производится заливка швов це-

ментным раствором марок 100...150, а иногда зазоры между плитами остаются заполненными строительным мусором. При этом резко снижается жесткость дисков перекрытия и покрытия, ухудшается пространственный характер работы здания и, как следствие, возрастают усилия в колоннах, столбах и участках стен. Появляется также «клавишный» эффект — прогиб каждой плиты осуществляется без взаимодействия с соседними плитами и в швах между плитами образуются ступеньки.

Перегрузка в процессе монтажа плит строительными изделиями и материалом может вызвать разрушение плит и балок (ригелей). Известен случай обрушения покрытия одноэтажного производственного здания в Ленинградской области из-за перегрузки строительными изделиями и материалами в период производства строительно-монтажных работ. В этом здании плиты были уложены по стропильным фермам без сварки закладных деталей. Обрушение стропильных конструкций произошло из-за потери устойчивости верхнего пояса из плоскости ферм.

Устройство больших монтажных проемов в перекрытиях и покрытиях увеличивает свободную длину верхнего пояса балок (ригелей) и ферм из их плоскостей и появляется возможность потери его устойчивости. Особенно это опасно для стропильных конструкций, имеющих значительные пролеты.

Если в процессе строительства не производить уборку снега с перекрытий из многпустотных плит, то в период оттепелей вода от таяния снега будет попадать в пустоты плит (происходит это обычно через отверстия у монтажных петель и, в меньшей степени, через торцы плит). Образовавшийся при замерзании воды лед может вызвать разрушение плиты в виде трещин и отколов бетона вдоль пустот (рис. 7.4). Для предотвращения этого дефекта все отверстия сверху плиты, сообщающиеся с пустотами, должны тщательно заделываться цементным раствором. При длительных перерывах в работах на верхнее перекрытие нужно нанести временную гидроизоляцию из слоя пергамина или рубероида на битумной основе. Если в пустоты все же попала вода, то следует снизу просверлить в пределах каждой пустоты несколько отверстий для выпуска талой воды.

Недопустима пробивка отверстий в конструкциях, в которых отверстия не предусмотрены проектом. Это встречается

при укладке непроектных плит в местах, где предусмотрен пропуск коммуникаций (рис. 7.5). Плита с пробитыми отверстиями в значительной степени, а иногда почти полностью теряет несущую способность.



Рис. 7.4. Разрушение плиты, произошедшее в результате замерзания талой воды в пустотах:

1 — выкол бетона; 2 — трещина вдоль пустоты



Рис. 7.5. Отверстие, пробитое в пустотах плиты перекрытия для пропуска коммуникаций (из семи ребер перебито пять)

7.4. Дефекты сборных железобетонных плит перекрытий и покрытий, вызванные нарушением правил эксплуатации зданий

Длительная протечка кровли, нарушение температурно-влажностного режима, проливы агрессивных жидкостей и насыщение их парами воздуха могут привести к коррозии арматуры и бетона плит. Нарушение целостности кровли приводит к увлажнению слоя утеплителя, что увеличивает вес покрытия и его теплопроводность.

Разрушение плит покрытий может произойти от пробивки отверстий для пропуска коммуникаций в процессе реконструкции здания.

Плиты покрытий, как правило, имеют меньшую несущую способность, чем плиты междуэтажных перекрытий, поэтому, за редким исключением, их нельзя использовать без усиления в междуэтажном перекрытии при надстройке здания.

Если периодически не удалять с крыши снег и пыль, то может произойти обрушение покрытия в результате его перегрузки, что уже отмечалось в отношении балок покрытий.

8. ДЕФЕКТЫ СБОРНЫХ ПОДКРАНОВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

8.1. Дефекты подкрановых железобетонных балок, вызванные недоработками проектного решения

Практикой обследования выявлено, что часто в подкрановых балках возникают сквозные вертикальные трещины. Трещины эти, как правило, появляются от распора при продольном перемещении крана, не учтенного нормами и проектом и превышающие нормативные нагрузки от поперечного торможения от трех до семи раз [3]. Большие боковые усилия возникают при сходе крана с рельсов. Это воздействие необходимо учитывать в проекте.

В подкрановых балках часто возникает откол полки около мест крепления болтов, который уменьшает размер полки в горизонтальном направлении. Для предотвращения этих отколов в проектах следует предусматривать в полках хомуты, имеющие нижние ветви (рис. 8.1).

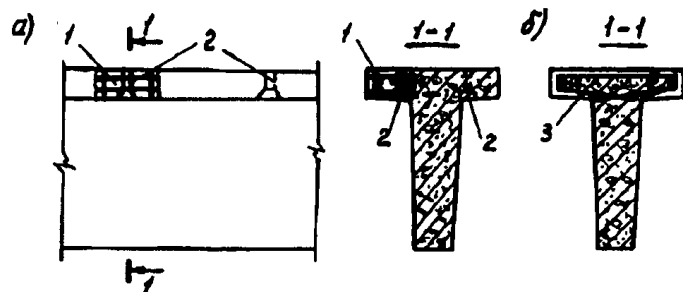


Рис. 8.1. Отколы в полках подкрановой балки в местах крепления болта (а) и схема установки хомутов, исключаяющих эти отколы (б):

1 — проектные хомуты без нижних ветвей; 2 — отверстия для болтов; 3 — хомуты, имеющие нижние ветви

В некоторых подкрановых балках с предварительно напряженной арматурой около опоры появляются наклонные трещины. Это объясняется проскальзыванием предварительно напряженной арматуры из-за недостаточного поперечного армирования [3].

8.2. Дефекты подкрановых железобетонных балок, вызванные ошибками при их изготовлении

При изготовлении подкрановых балок встречаются те же дефекты, что были отмечены для балок (ригелей) перекрытий и покрытий. Влияние этих дефектов на эксплуатационные свойства подкрановых балок аналогичны их влиянию на балки (ригеля).

Снижение жесткости подкрановой балки, вызванное уменьшением количества арматуры и прочности бетона, приводит к увеличению прогибов, приблизительно в такой же степени, как и для балок (ригелей). Однако прогибы подкрановых балок регламентируются технологическими требованиями более жестко, чем прогибы балок (ригелей) перекрытия и покрытия по эстетическим требованиям. Поэтому сохранение изгибной жесткости подкрановых балок в нужных пределах более важно, чем для других изгибаемых элементов зданий и сооружений.

Трещины в подкрановых балках, возникшие при их изготовлении, благодаря воздействию многократно повторяющейся крановой нагрузки более опасны, чем в других конструкциях. Появившиеся по разным причинам трещины в подкрановых балках увеличиваются при эксплуатации, что значительно снижает их изгибную жесткость и приводит к уменьшению несущей способности подкрановых балок.

8.3. Дефекты подкрановых железобетонных балок, вызванные ошибками при их монтаже

При монтаже подкрановых балок часто встречаются следующие дефекты:

- смещение подкрановых балок а плане в плоскости, параллельной плоскостям поперечных рам;
- смещение подкрановых балок в плане вдоль своих осей;
- смещение подкрановых балок по высоте;
- неправильное соединение балок с колоннами;
- применение заведомо дефектных подкрановых балок.

Смещение подкрановых балок в плоскости, параллельной плоскости поперечных рам, вызывает смещение осей кранового рельса с оси подкрановой балки, что приводит к работе ее на кручение,

на которую она не рассчитана, а также может увеличить эксцентриситет приложения крановой нагрузки к консоли колонны.

Смещение подкрановой балки вдоль своей оси ухудшает условия опирания ее на подкрановую консоль колонны, что может привести к разрушению опорной части балки или консоли колонны.

Смещение подкрановой балки по высоте вызывается несовпадением отметки подкрановой консоли колонны с проектным значением. Это смещение вызывает сложности с обеспечением горизонтальности подкранового рельса. При этом может появиться недопустимая разность отметок соседних крановых путей, что ухудшит или сделает невозможной нормальную эксплуатацию мостового крана и вызовет большие дополнительные горизонтальные усилия, приложенные к подкрановой балке.

Отступления от проекта в расположении и сечении закладных деталей для крепления подкрановой балки к колонне, недостаточные протяженность и сечение сварных швов в этих соединениях приводят к уменьшению прочности узла примыкания подкрановой балки к колонне, что приводит к повреждению балки при ее эксплуатации.

8.4. Дефекты подкрановых железобетонных балок, вызванные нарушением правил эксплуатации кранов

Если вовремя не производить рихтовку крановых путей, то это приведет к появлению дополнительных горизонтальных усилий, которые вызовут поперечные трещины в полках подкрановых балок.

Нарушение температурно-влажностного режима и увеличение агрессивности воздушной среды влияет на подкрановые балки так же, как и на другие железобетонные конструкции здания.

9. ДЕФЕКТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ МЕЖДУ КОЛОННАМИ

Вертикальные связи обеспечивают пространственную жесткость здания и сооружения в период строительства и эксплуатации. В зданиях рамной системы жесткость здания в направлении, параллельном плоскостям рам, достигается работой самих рам. В зданиях рамно-связевой системы жесткость здания в направлении, параллельном плоскостям рам, создается частично за счет работы рам и частично вертикальных связей. В направлении, перпендикулярном плоскостям рам, жесткость зданий рамной и рамно-связевой системы обеспечивается вертикальными связями. Жесткость здания связевой системы в обоих направлениях создают вертикальные связи.

Вертикальные связи в каркасных зданиях рамной системы устраиваются в виде стальных стержневых систем, привариваемых к закладным деталям колонн. Вертикальные связи в каркасном здании серии 1.020-1, работающем по связевой системе, выполняют из железобетонных стеновых панелей, соединенных с колоннами каркаса.

Все вертикальные связи должны устанавливаться в процессе монтажа каркаса сразу после установки колонн, у которых эти связи предусмотрены проектом. К сожалению очень часто вертикальные стальные связи ставятся уже после монтажа всего здания, что не обеспечивает пространственную жесткость каркаса в период строительства.

Автору известен случай, когда поступление железобетонных элементов каркаса было запланировано на второй и третий кварталы, а деталей стальных связей — на четвертый квартал года. При таком планировании поставки изделий начать монтаж каркаса можно было только в четвертом квартале. Фактически же каркас начали монтировать во втором квартале. На всем протяжении монтажа каркаса его пространственная жесткость не была обеспечена, что могло принести к обрушению здания в период строительства.

Очень часто задержка монтажа вертикальных стальных связей происходит из-за отсутствия закладных деталей в колоннах

в пролете, предназначенном для их установки. Это обычно происходит из-за небрежности, допущенной при монтаже колонн. Колонны с закладными деталями для связей устанавливаются там, где связей по проекту нет.

Недостаточно прочное соединение вертикальных связей с колоннами каркаса происходит при смещении из проектного положения закладных деталей в колоннах (рис. 9.1) или занижения сечения сварного шва.

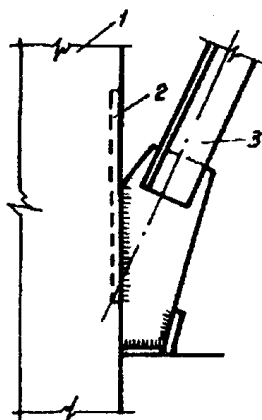


Рис. 9.1. Схема дефектного примыкания вертикальных связей к колонне при смещении закладной детали в ней:

1 — колонна; 2 — смещенная закладная деталь; 3 — элемент вертикальной связи

Стыки вертикальной связи в виде стеновой панели с колоннами должны омоноличиваться сразу после ее монтажа.

10. ДЕФЕКТЫ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВЫЗВАННЫЕ НАРУШЕНИЕМ ТЕХНОЛОГИИ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ

К основным нарушениям технологии производства работ, приводящим к образованию дефектов монолитных железобетонных конструкций, можно отнести следующие:

- изготовление недостаточно жесткой, сильно деформирующейся при укладке бетона и недостаточно плотной опалубки;
- нарушение проектных размеров конструкций;
- плохое уплотнение бетонной смеси при ее укладке в опалубку;
- укладка расслоившейся бетонной смеси;
- применение слишком жесткой бетонной смеси при густом армировании;
- плохой уход за бетоном в процессе его твердения;
- применение бетона прочностью ниже проектной;
- несоответствие проекту армирования конструкций;
- некачественная сварка стыков арматуры;
- применение сильно прокоррозированной арматуры;
- ранняя распалубка конструкции;
- нарушение требуемой последовательности распалубки сводчатых конструкций.

Изготовление недостаточно жесткой опалубки, когда она получает значительные деформации в период укладки бетонной смеси, приводит к появлению больших изменений формы железобетонных элементов. При этом элементы получают вид сильно прогнувшихся конструкций, вертикальные поверхности приобретают выпуклости. Деформация опалубки может привести к смещению и деформации арматурных каркасов и сеток и изменению несущей способности элементов. Следует иметь в виду, что собственный вес конструкции при этом возрастает.

Неплотная опалубка способствует вытеканию цементного раствора и появлению в связи с этим в бетоне раковин и каверн. Раковины и каверны возникают также из-за недостаточного

уплотнения бетонной смеси при ее укладке в опалубку. Появление раковин и каверн вызывает более или менее значительное снижение несущей способности элементов, увеличение проницаемости конструкций, способствует коррозии арматуры, находящейся в зоне раковин и каверн, а также может быть причиной продергивания арматуры в бетоне.

Уменьшение проектных размеров сечения элементов приводит к снижению их несущей способности, увеличение – к возрастанию собственного веса конструкций.

Применение расслоившейся бетонной смеси не позволяет получить однородную прочность и плотность бетона по всему объему конструкции и снижает прочность бетона.

Использование слишком жесткой бетонной смеси при густом армировании приводит к образованию раковин и каверн вокруг арматурных стержней, что снижает сцепление арматуры с бетоном и вызывает опасность появления коррозии арматуры.

Во время ухода за бетоном следует создать такие температурно-влажностные условия, которые обеспечили бы сохранение в бетоне воды, необходимой для гидратации цемента. Если процесс твердения протекает при относительно постоянной температуре и влажности, напряжения, возникающие в бетоне вследствие изменения объема и обуславливаемые усадкой и температурными деформациями, будут незначительными. Обычно бетон покрывают полиэтиленовой пленкой или другим защитным покрытием. Возможно применение и пленкообразующих материалов. Уход за бетоном осуществляется обычно в течение трех недель, а при применении подогрева бетона — по его окончании.

Плохой уход за бетоном приводит к пересушиванию поверхности железобетонных элементов или всей их толщины. Пересушенный бетон обладает значительно меньшей прочностью и морозостойкостью, чем нормально затвердевший, в нем возникает много усадочных трещин.

При бетонировании в зимних условиях при недостаточных утеплении или тепловой обработке может произойти раннее замораживание бетона. После оттаивания такого бетона он не сможет набрать необходимую прочность. Конечная прочность на сжатие бетона, подвергшегося раннему замораживанию, может достигать 2-3 МПа и менее.

Минимальная (критическая) прочность бетона, обеспечивающая необходимое сопротивление давлению льда и сохранение в последующем при положительных температурах способности к твердению без значительного ухудшения свойств бетона приведена в табл. 10.1.

Таблица 10.1.
Минимальная (критическая) прочность бетона, которую бетон должен приобрести к моменту замерзания

Проектная прочность бетона R_{28} , МПа	10...15	20...30	40...50	Для особо ответственных конструкций	Для бетонов, подвергающихся неоднократному замерзанию и оттаиванию
Минимальная прочность бетона R_{min} , в % от R_{28}	50	40	30	70	100

R_{28} — среднее значение кубиковой прочности в возрасте 28 суток

Если из опалубки до бетонирования не был убран весь лед и снег, то в бетоне возникают раковины и каверны. В качестве примера можно привести строительство котельной в условиях вечной мерзлоты.

Основанием котельной служила монолитная железобетонная плита, в которую заделывались головки свай, погруженных в грунт. Между плитой и грунтом было предусмотрено вентилируемое пространство для изоляции грунта от тепла, проникающего через пол котельной. Из верха свай были сделаны выпуски арматуры, вокруг которых образовался лед, не удаленный перед бетонированием. Этот лед растаял в летнее время и плита основания здания оказалась опертой только на выпуски арматуры из свай (рис. 10.1). Арматурные выпуски из свай деформировались под действием веса всего здания и плита основания получила большие неравномерные осадки.

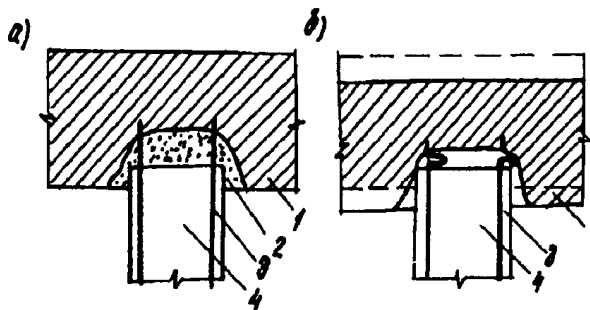


Рис. 10.1. Схема состояний монолитной плиты основания котельной (а — при бетонировании; б — после того как растаял лед, оставшийся в опалубке):

1 — монолитная плита; 2 — лед, оставленный в опалубке; 3 — арматура сваи; 4 — свая

Несоответствие проекту прочности бетона и армирования конструкций, а также некачественная сварка выпусков арматуры и пересечения стержней влияет на прочность, трещиностойкость, и жесткость монолитных конструкций так же, как и аналогичные дефекты в сборных железобетонных элементах.

Незначительная коррозия арматуры не сказывается на сцеплении арматуры с бетоном, а, следовательно, и на работе всей конструкции. Если же арматура прокорродировала так, что слой коррозии при ударах отслаивается от арматуры, то сцепление такой арматуры с бетоном ухудшается. При этом наряду со снижением несущей способности элементов из-за уменьшения в связи с коррозией сечения арматуры наблюдается увеличение деформативности элементов и снижение трещиностойкости.

Ранняя распалубка конструкций может привести к полной непригодности конструкции и даже ее обрушению в процессе распалубки из-за того, что бетон не набрал достаточной прочности. Время распалубки определяется главным образом температурными условиями и видом опалубки. Например, опалубка боковых поверхностей стен, балок может быть снята значительно раньше опалубки нижних поверхностей изгибаемых элементов и боковых поверхностей колонн. Последняя опалубка может быть снята только тогда, когда будет обеспечена прочность конструкций от воздействия собственного веса и вре-

менной нагрузки, действующей в период строительных работ. По данным Н. Н. Лукницкого [47], снятие опалубки плит пролетом до 2,5 м может быть осуществлено не ранее достижения бетоном прочности 50% от проектной, плит пролетом более 2,5 м и балок — 70%, большепролетных конструкций — 100%.

При распалубке сводчатых конструкций вначале должны быть освобождены кружала у замка, а потом у пят конструкции. Ясли кружала вначале освободить у пят, то свод обопрется на кружала в его замковой части, а на такую работу свод не рассчитан.

В настоящее время получили большое распространение монолитные железобетонные конструкции, особенно в многоэтажном домостроении.

Строительные организации, как правило, не имеют соответствующую опалубку и берут ее в аренду. Аренда опалубки стоит дорого, поэтому строители максимально уменьшают срок ее оборачиваемости. Обычно распалубку делают через двое суток после укладки бетона. При таком темпе возведения монолитных конструкций требуются особо тщательная проработка всех этапов работы: транспортирование бетонной смеси, укладка бетона в опалубку, сохранение влаги в бетоне, прогрев бетона, утепление бетона, контроль за температурой подогрева и набором прочности бетона.

Для уменьшения отрицательного влияния перепада температуры бетона следует выбирать минимально допустимую температуру подогрева бетона при распалубке.

Для вертикальных конструкций (стен) температуру подогрева бетона можно рекомендовать 20° С, а для горизонтальных (перекрытий) — 30° С. В условиях Санкт-Петербурга в течении двух суток средняя температура воздуха 20° С и, тем более, 30° С не бывает. Поэтому подогревать бетон следует в любое время года. Даже в апреле и октябре автору так и не удалось увидеть подогрев бетона на стройках.

В зимнее время бетон перекрытий следует при подогреве утеплять укладкой поверх полиэтиленовой пленки слоя эффективного утеплителя. И это во многих случаях не делается. Поэтому плиты перекрытий, забетонированные в зимнее время, имеют прочность бетона сверху в 3–4 раза меньшую, чем снизу.

При распалубке посередине участка плиты перекрытия оставляют временную опору в виде стойки или участка опалубки. Также временные опоры следует устанавливать до распалубки строго по вертикали по этажам, что так же часто не соблюдается.

Поскольку прочность бетона стен при распалубке не достигает проектного значения необходимо делать их промежуточный расчет для определения количества этажей, которые могут быть возведены в зимнее время.

Имеется большой дефицит инструктивной литературы по монолитному железобетону, что отражается на его качестве.

11. ДЕФЕКТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКОННЫХ ПЛИТ И КОЗЫРЬКОВ

Балконные плиты и козырьки находятся в условиях, близких к условиям эксплуатации кровель. Это не всегда учитывается проектом. Большинство балконов не имеют гидроизоляции. Цементные стяжки по железобетонным плитам балконов, обычно предусматриваемые проектом, не защищают плиты от атмосферных осадков. Бетон плит увлажняется атмосферными осадками и многократно подвергается замораживанию. Часто бетон плит оказывается неморозостойким. Арматура плит корродирует и плиты теряют несущую способность.

Стало распространенным явлением обрушение балконов и карнизов после нескольких лет эксплуатации здания.

Во избежание этого необходимо:

- при проектировании балконов предусматривать устройство гидроизоляции по плитам, увеличивать толщину защитного слоя бетона, делая ее равной 15...20 мм, принимать диаметр рабочей арматуры не менее 12 мм;

- при изготовлении плит обращать особое внимание на получение плотного бетона, не допуская его пересушку и замораживание в период твердения и набора прочности;

- при эксплуатации здания необходимо постоянно наблюдать за состоянием балконных плит и козырьков, во время делать ремонт плит, гидроизоляции на козырьках и балконах, стальных покрытий свесов.

12. ДЕФЕКТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Наиболее распространенными дефектами деревянных конструкций, допускаемыми при их изготовлении являются следующие:

- применение сырой древесины;
- отсутствие или недостаточное антисептирование древесины;
- отступления от проектных размеров конструкций;
- неправильное выполнение соединений элементов друг с другом.

Во многих случаях в строительных конструкциях применяется древесина естественной или повышенной влажности. Это приводит к появлению в бревнах и брусках продольных трещин от неравномерного высыхания древесины, вызывает коробление пиломатериалов и способствует образованию гнили.

Продольные трещины в изгибаемых и сжатых элементах мало сказываются на их несущей способности. По-иному дело обстоит с растянутыми элементами. Продольные трещины в них часто совпадают с отверстиями для нагелей и местами забивки гвоздей в стыковых соединениях элементов. Это приводит к значительной деформации стыков и иногда к полному их разрушению. Поэтому использование древесины естественной и повышенной влажности для изготовления ферм, имеющих деревянные растянутые элементы, и гвоздевых балок недопустимо. В 50-х годах прошлого, когда широко применялись в покрытиях и крышах деревянные фермы с деревянными нижними поясами, имеющими стыки на нагелях, автором успешно производилась замена таких конструкций на фермы с нижними поясами из стального проката. По расходу стали фермы со стальным нижним поясом были близки к фермам с деревянным нижним поясом и стыками на нагелях. Когда в период эксплуатации клубного здания деревянные фермы крыши из-за появления продольных трещин в нижнем поясе получили большие деформации и пришли в аварийное состояние, то без нарушения кровли и чердачного перекрытия деревянного пояса ферм были заменены на стальные.

Недопустимо также использование досок, не прошедших специальную сушку, и для полов.

Применение в строительных конструкциях даже высушенной древесины без соответствующей антисептической обработки грозит поражением ее гнилью. Гниение древесины происходит в результате деятельности домовых грибов: настоящего домового гриба, белого домового гриба, пленчатого домового гриба и шахтного, или пластинчатого, домового гриба.

Грибница домовых грибов питается в основном клетчаткой древесины (целлюлозой), вызывая деструктивную трухлявую гниль древесины, приводящую к разрушению деревянных элементов. Жизнедеятельность домовых грибов протекает при температуре от +3 до 45° С. Начинается она при средней влажности древесины не ниже 20%.

Для возникновения гниения необходимо длительное увлажнение древесины до появления в ее полостях капельно-жидкой влаги. Последующее же увлажнение происходит в результате химического разложения древесины при участии гриба, так как в результате биохимического процесса гниения выделяется воды в шесть раз больше, чем потребляется в начале этого процесса. Однако процесс гниения самостоятельно не может развиваться при хорошей вентиляции, которая уменьшает влажность древесины.

Таким образом, домовый гриб может поразить даже просушенную вначале древесину, если она в процессе эксплуатации конструкции будет периодически увлажняться без соответствующей вентиляции. Это происходит в местах протечек кровель, санитарно-технических систем и при мокрой уборке полов.

При использовании недостаточно просушенной древесины в замкнутых пространствах без обеспечения соответствующей вентиляции имеющаяся в древесине влага может привести к возникновению и развитию процесса гниения. Поэтому вопросу вентиляции деревянных конструкций, как и антисептической обработке их должно уделяться должное внимание.

При реконструкции старых зданий, когда производится замена стропильных деревянных конструкций и кровли на новые, иногда по архитектурным соображениям нельзя делать слуховые окна, которые бы обеспечили вентиляцию чердачного пространства. В этом случае рекомендуется по периметру здания

устраивать щель в 2,5–3 см между обрешеткой и верхом стены, которая обеспечит требуемый вентиляционный режим на чердаке.

Уменьшение сечений элементов деревянных материалов приводит к соответствующему снижению прочности конструкции. При заниженной длине деревянных элементов происходит уменьшение надежности узлов примыкания их к другим конструкциям.

Очень часто допускается неправильное выполнение узлов соединения деревянных элементов друг с другом. Глубина врубки должна строго соответствовать проекту. При занижении глубины врубки соединение элементов будет иметь недостаточную прочность из условия снятия древесины. При увеличении глубины врубки прочность элемента, в котором сделана врубка, может оказаться недостаточной из-за уменьшения площади его поперечного сечения в месте врубки. Упорные площадки во врубках должны быть перпендикулярны к действующему усилию в элементе, вставленном во врубку или опираемом на мауэрлат. Это требование часто нарушается во врубках верхнего пояса фермы в нижний (рис. 12.1), в подкосах и в узлах опирания наклонной стропильной ноги на мауэрлат (рис. 12.2).

В узлах примыкания элементов друг к другу нельзя оставлять зазоры. Должны быть поставлены все скрепляющие и фиксирующие элементы узлов соединения (стягивающие болты, угловые и прямые скобы).

Диаметр отверстий для нагелей в сопрягаемых элементах и накладках должен соответствовать диаметру нагелей. Если диаметр отверстий будет больше, чем диаметр нагелей, то прочность соединения будет недостаточной, а соединение получит большие деформации.

Если диаметр отверстий будет меньше диаметра нагелей, то при забивке последних может произойти раскалывание деревянных элементов.

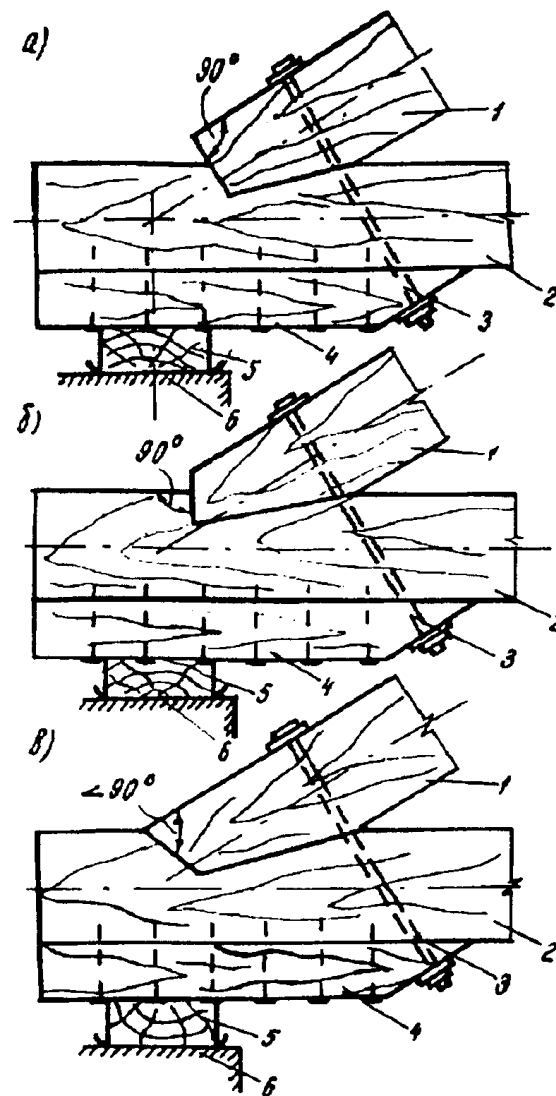


Рис. 12.1. Правильное (а) и неправильное (б) и (в) выполнение узлов соединения деревянных элементов в лобовых врубках:

1 — сжатый элемент; 2 — растянутый элемент; 3 — стяжной болт; 4 — подбабка; 5 — подкладка; 6 — толь

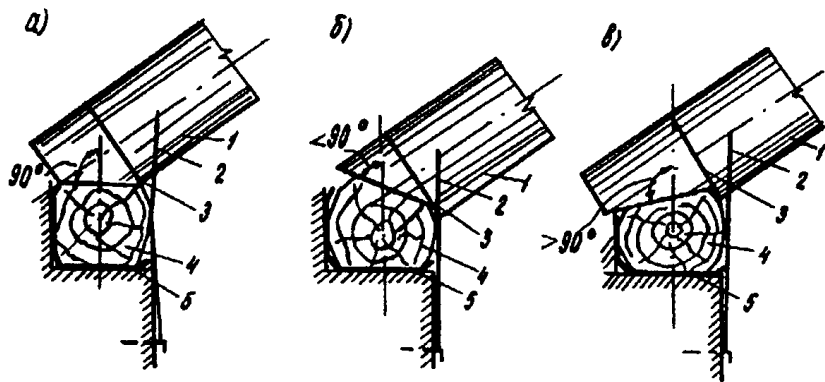


Рис. 12.2. Правильное (а) и неправильное (б) и (в) выполнение опирания наслонной стропильной ноги на мауэрлат:

1 — стропильная нога; 2 — угловая скоба; 3 — скрутка; 4 — мауэрлат; 5 — толь

Необходимо строго соблюдать количество и шаг нагелей и гвоздей в соединениях. При уменьшении шага нагелей против принятого в проекте могут в соединении образоваться трещины.

В местах примыкания деревянных элементов к каменным, бетонным и стальным конструкциям следует укладывать изоляцию из толя или рубероида. Для предохранения от загнивания концов балок, опираемых на кирпичные стены, должна, с одной стороны, обеспечиваться вентиляция пространства вокруг заделанного в стену конца балки, а с другой стороны — исключаться образование конденсата на поверхности гнезда в стене. Поэтому недопустима плотная заделка деревянных балок в кирпичной стене [46].

Если наружная стена имеет толщину 51 см и менее, то между торцом балки и задней стенкой гнезда должен оставаться зазор не менее 2,5 см. Для предотвращения проникания в гнездо теплого воздуха из помещения и предупреждения образования при этом в гнезде конденсата, необходима тщательная заделка зазоров между балкой и кладкой стены (рис. 12.3 а). В наружных стенах толщиной более 51 см применяется открытая заделка концов балок, свободно уложенных в гнезда, которые во избежание образования конденсата утепляются (рис. 12.3 б). Во внутренних каменных стенах укладка балок производится в открытых гнездах (рис. 12.3 в). Торцы балок нельзя закрывать гидроизоляционными материалами или обмазывать смолой.

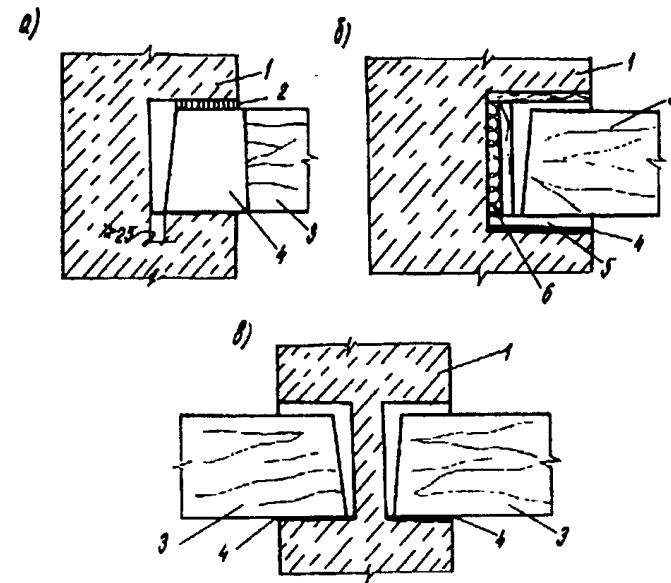


Рис. 12.3. Схемы узлов опирания деревянных балок на кирпичные стены (а — наружные при толщине 51 см и менее; б — наружные при толщине более 51 см; в — внутренние):

1 — стена; 2 — цементный раствор; 3 — балка; 4 — толь; 5 — короб из антисептированных досок; 6 — антисептированный войлок

Деревянные балки перекрытий для обеспечения их вентиляции нельзя закрывать сверху слоем гидро- или пароизоляции, уложенным под звуко- или теплоизоляцию перекрытия.

Деревянные конструкции на чердаках кроме антисептирования должны быть покрыты антипиренами для повышения их огнестойкости.

13. ДЕФЕКТЫ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

13.1. Ошибки при проектировании стальных конструкций

Ошибки при проектировании стальных конструкций связаны, и в основном, с просчетами в определении нагрузок, с неудачными решениями связей, неправильным выбором стали для конкретных условий строительства, с отсутствием в проекте специальных указаний об обеспечении возможности деформаций при прохождении металлических конструкций через стены, перекрытия.

Стали различаются по многим признакам, связанным с их получением, обработкой и использованием. Если при проектировании стальных конструкций не учитываются условия изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций, то может быть сделан неправильный выбор марки стали, который отрицательно скажется на эксплуатационных качествах стальных конструкций. То же относится и к применяемым в проекте типам электродов. Как показала практика обследования, при проектировании не всегда удается выполнение местной устойчивости элементов стальных конструкций, что будет видно из приведенных ниже примеров.

В 1980 г. в Москве произошло обрушение спортивного сооружения. Несущими элементами сооружения были рамы из сварных двутавров. В местах перелома нижнего пояса ригеля в месте примыкания его к стойке создалась большая концентрация напряжений, что привело к потере местной устойчивости стенки двутавра и к обрушению всей рамы (рис. 13.1 а). Если бы в этих местах были установлены ребра жесткости, то обрушение рам не произошло бы.

В 1983 году в Ленинградской области произошло обрушение складского одноэтажного здания. Несущими конструкциями здания были рамы из прокатных двутавров. Интересна предыстория обрушения здания. Склад был построен в летнее время. По проекту кровля склада должна была быть выполнена из волнистых асбоцементных листов усиленного профиля, уложенных по стальным балкам, опирающимся на поперечные сталь-

ные рамы. У строителей не было асбоцементных листов усиленного профиля, и они применили обыкновенные волнистые асбоцементные листы, не изменив шаг балок кровли. В первую же зиму под действием снеговой нагрузки волнистые асбоцементные листы были разрушены. Тогда строители уложили по балкам кровли обрешетку из 25 мм досок и вновь использовали обычные волнистые асбоцементные плиты. На этот раз зимой обрушилось все здание. Причина обрушения была та же, что и в первом случае — местная потеря устойчивости стенки двутавра в местах перелома ригеля у его примыкания к стойке (рис. 13.1 б). Если бы были предусмотрены ребра жесткости в местах перелома нижней полки ригеля, то обрушение не произошло бы.

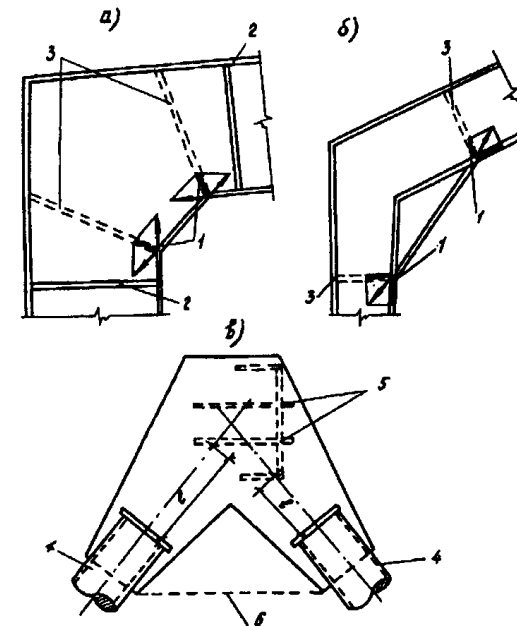


Рис. 13.1. Схемы узлов примыкания элементов стальных конструкций, приведших к авариям (а — ригеля и колонны спортивного здания; б — ригеля и колонны складского здания; в — раскоса к горизонтальным верхним элементам структурного покрытия):

1 — сосредоточенные усилия, действующие на стенку элементов двутаврового сечения; 2 — проектные ребра жесткости; 3 — ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенок элемента; 4 — трубчатые раскосы; 5 — верхние горизонтальные элементы структурного покрытия; 6 — нижняя грань фасонки по проекту КМ; / — большая свободная длина фасонки

И наконец, еще один случай. В 1983 г. в Ленинграде произошла авария покрытия над крытым катком. Покрытие было запроектировано из железобетонных плоских плит, уложенных по структуре из трубчатых стальных элементов. В проекте было предусмотрено недопустимо большое расстояние между торцами трубчатых наклонных элементов и верхним поясом структуры (рис. 13.1 в). В результате произошла потеря устойчивости фасонки у верхнего пояса структуры и пояс оказался опертым на торцы наклонных трубчатых элементов. Покрытие просело до 60 см.

Иногда в проекте могут встретиться решения, не обеспечивающие необходимую надежность. Так, для одного из заводов были запроектированы для покрытия пролетом 24 метровые стальные фермы с одноболтовыми соединениями на высокопрочных болтах. При расчете по несущей способности эти сечения оказываются нормальными, однако, как показала статистика, собранная за несколько лет в ЦНИИ «Проектстальконструкция» [2], высокопрочные болты не обладают достаточной надежностью — в течение 5...10 лет эксплуатации выходит из строя до 4% болтов, работающих в конструкции. Поэтому проект фермы с одноболтовыми соединениями является неприемлемым.

Наибольшим количеством дефектов обладают проекты, выполненные не в специализированных учреждениях, в технических отделах строительных организаций и заказчиков.

13.2. Дефекты изготовления стальных конструкций

Основными ошибками изготовления стальных конструкций, приводящими к образованию в них дефектов, являются:

- неэквивалентная замена материалов при изготовлении элементов конструкций (замена марки стали, типа электродов, уменьшение сечения элементов);
- изменение проектных результатов конструкции в целом и ее отдельных элементов;
- смещение осей элементов от проектных геометрических центров узлов сопряжения некоторых элементов;

- непрямолинейность стержневых элементов;
- отсутствие требуемых зазоров между стыкуемыми элементами или превышение их допустимых значений;
- уменьшение длины сечения сварных швов, низкое качество сварки, окрашивание швов с неотбитым шлаком;
- подрезы металла несущих элементов при сварке;
- недостаточное стягивание пакетов при соединениях на высокопрочных болтах,
- покрытие металла грунтовкой без очистки от ржавчины;
- отправка стальных изделий на стройку без огрунтовки.

Если производится замена стального проката без учета реальных условий изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций, например в условиях воздействия больших положительных и низких отрицательных температур, динамического воздействия, то элементы конструкций могут разрушаться.

При замене прокатных профилей, предусмотренных проектом, другими могут быть нарушены проектные требования к значениям площади, радиуса инерции, момента сопротивления, момента инерции и к марке стали. Стальной элемент в этом случае может получить недостаточную несущую способность, повышенную деформативность.

Произвольное изменение марки электрода приводит к нерасчетной работе сварного шва. При этом может измениться прочность самого сварного шва, а также контактной зоны основного металла и сварного шва.

Низкое качество стали и сварки элементов может привести к появлению местных (в области сварного шва) и общих разрушений стальных конструкций.

Изменение проектных размеров конструкции ведет к изменению расчетной схемы и работы конструкции. При этом изменяются расстояния между узлами и заготовки элементов оказываются короче или длиннее необходимых. В связи с этим могут оказываться недостаточными размеры фасонки, длина сварных швов соединений, уменьшенными или недопустимо увеличенными зазоры между стыкуемыми элементами.

Если элементы фермы в сварных узлах приближаются друг к другу ближе, чем это предусмотрено нормами, то из-за теплового воздействия сварки в фасонках возникает нерасчетное напряженное состояние вплоть до образования трещин. При

слишком большом расстоянии между элементами ферм в сварном узле появляется возможность потери устойчивости фанки у сжатого элемента, что уже было отмечено выше.

Смещение осей элементов из центров узлов конструкций приводит к появлению дополнительных усилий в элементах и изгибающих моментов в узлах.

Установка в конструкции погнутых элементов резко снижает несущую способность как самого элемента, так и конструкции в целом. Количественная оценка влияния повреждений элементов на несущую способность стальных конструкций достаточно подробно изложена в [64].

Подрезы металла при сварке образуют концентраторы напряжений, что снижает прочность стальных конструкций.

Недостаточное стягивание пакета при применении соединений на высокопрочных болтах ухудшает работу болтов и снижает силы трения между элементами пакета, что уменьшает несущую способность соединения.

Если стальные конструкции огрунтовать без очистки от ржавчины, то такая огрунтовка не будет иметь достаточного сцепления с металлом, что приведет к ее отслаиванию.

Отправленные на стройку стальные изделия без огрунтовки будут ржаветь, а очистка их от ржавчины на строительной площадке трудно осуществима.

Появляются дефекты в стальных конструкциях в виде местных и общих деформаций в результате неправильной строповки и складирования.

13.3. Дефекты монтажа стальных конструкций

К распространенным ошибкам при монтаже стальных конструкций, приводящим к образованию в них дефектов, можно отнести:

- нарушение правильной последовательности монтажа;
- неточная подгонка и неправильное соединение элементов в монтажных узлах;
- смещение конструкций с проектных отметок и осей;
- повреждение конструкций при монтаже.

Нарушение правильной последовательности монтажа стальных конструкций, особенно связанное с установкой временных

и постоянных связей, может затруднить стыковку временных и постоянных связей, привести к потере устойчивости отдельных элементов и обрушению конструкций в период монтажа. Монтаж элементов конструкций нужно производить так, чтобы в любой момент строительства обеспечивалась устойчивость каждого элемента и смонтированной части конструкции от потери их формы и положения.

Недостаточная подгонка и неправильное соединение элементов в монтажных стыках выражается в неполной постановке всех соединительных элементов, недостаточных размерах (по длине и по поперечному сечению) монтажных швов, несовпадении осей стыкуемых элементов и других отступлений от проекта. Неправильно выполненные стыки имеют недостаточную несущую способность и могут привести к аварии конструкции.

Смещение конструкций с проектных осей затрудняет или делает невозможным стыковку элементов друг с другом, вызывает появление дополнительных усилий в них. Последствия смещения стальных конструкций с проектных осей аналогично отмеченным для железобетонных конструкций.

При опирании стальных ферм на кирпичные стены иногда заделывают в кирпичную кладку опорный узел и стойку (рис. 13.2). Это делает невозможным наблюдение за состоянием заделанных в стенку частей конструкции и способствует их коррозии.

В случае пересечения элементами стальных конструкций стен и перекрытий должна быть обеспечена независимость деформаций пересекающихся конструкций. В противном случае изменится схема их работы, что может привести к аварии.

На одном из предприятий в г. Калуга ферма пересеклась с кирпичной перегородкой, имеющей свой фундамент. Зазоры в перегородке вокруг элементов фермы, предусмотренные проектом, не были сделаны. При осадке фундамента перегородки последняя повисла на ферме, что вызвало значительную перегрузку фермы.

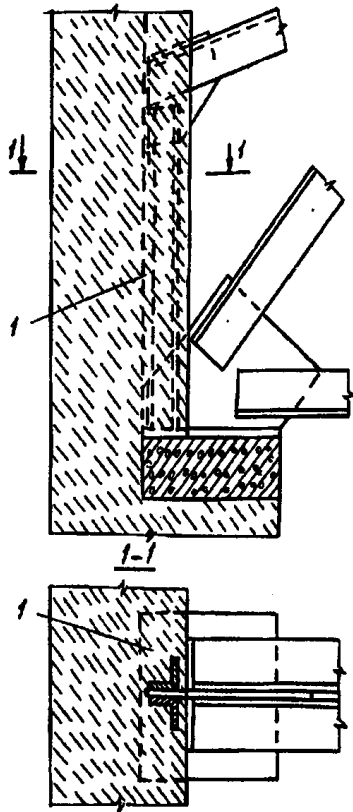


Рис. 13.2. Неправильное опирание стальной фермы на кирпичную стену:

1 — ниша для открытого расположения опорного узла фермы предусмотренная проектом и заложённая кладкой при возведении стены

13.4. Нарушения правил эксплуатации зданий, приводящие к появлению дефектов стальных конструкций

Сданные в эксплуатацию стальные конструкции необходимо периодически осматривать, чтобы своевременно выявить отклонения от нормального состояния конструкций. Кроме того, независимо от состояния, необходимо проводить профилактические работы по поддержанию антикоррозионной защиты конструкций, соответствующего температурно-влаж-

ностного режима и не допускать превышения нагрузки, предусмотренной проектом.

При отсутствии надлежащего ухода за стальными конструкциями даже в бездефектно выполненных конструкциях могут появиться изменения, ведущие к снижению их несущей способности и аварии.

Основными причинами появления дефектов в стальных конструкциях во время эксплуатации можно назвать:

- нарушение влажностного режима помещений без усиления антикоррозионной защиты;
- допущение протечки кровли и попадания влаги на конструкции;
- увеличение нагрузки за счет увлажнения утеплителя при протечках кровли, увеличение постоянных и временных нагрузок при реконструкции и ремонте здания, допущение перегрузки кровель снегом и пылью;
- проведение дополнительных работ при реконструкции, приводящих к нарушению целостности стальных конструкций;
- изменение схемы работы конструкции при проведении ремонтных работ и реконструкции здания.

Нарушение влажностного режима вызывает коррозию металла. Если не принять своевременно меры по усилению антикоррозионной защиты стальных конструкций и снижению влажности среды, они могут придти в аварийное состояние в течение нескольких лет.

Перегрузка стальных конструкций может произойти из-за увлажнения утеплителя кровли или чердачного перекрытия при протечках кровли. На одном из производственных корпусов нагрузка на ферму увеличилась по этой причине на 14% [2]. Намочивший утеплитель повышает теплопроводность покрытия. В связи с этим оно промерзает и на его внутренней поверхности появляется конденсат, что увеличивает влажность среды.

При обследовании одного промышленного здания под Ленинградом было обнаружено, что в результате многократного ремонта рулонной кровли толщина ее достигала 6...8 см. Это явилось большой дополнительной нагрузкой на несущие стальные элементы покрытия.

В процессе эксплуатации здания иногда устанавливают дополнительное оборудование, проводят новые коммуникации. Не

всегда производят расчет конструкций на действие дополнительных нагрузок, а дополнительные нагрузки прикладывают в местах, где их приложение недопустимо. Например, очень часто дополнительные нагрузки прикладываются не к узлам ферм, а к середине поясов, что вызывает дополнительные изгибающие моменты в элементах и в узлах фермы.

Были отмечены случаи, когда при прокладке новых коммуникаций вырезают части элементов стальных конструкций или полностью элементы, исключая их из работы и создавая аварийную ситуацию. Так, в одном клубе при монтаже управления оборудованием сцены был сделан вырез в полке подкоса фермы для пропуска троса. На другом объекте при монтаже воздуховода был полностью перерезан подкос фермы [2]. Встречаются и другие случаи неграмотного выполнения конструкций усиления, когда, несмотря на проведенную реконструкцию и ремонт, несущая конструкция продолжает оставаться в неудовлетворительном состоянии.

14. ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА ЧЕРДАЧНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ И БЕСЧЕРДАЧНЫХ СОВМЕЩЕННЫХ ПОКРЫТИЙ НА СОХРАННОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Во многих зданиях нарушен требуемый тепловой режим чердачных помещений и бесчердачного совмещенного покрытия. При отрицательных температурах наружного воздуха внешняя поверхность кровли должна иметь температуру ниже нуля. В противном случае происходит таяние снега на кровле. Талые воды будут замерзать в желобах, водосточных трубах и на карнизной части кровли и образовывать на свесах кровли сосульки (см. рис. 14.1). Это приводит к застою талой воды у образовавшихся ледяных преград и протечкам кровли, а также способствует разрушению водосточных труб.

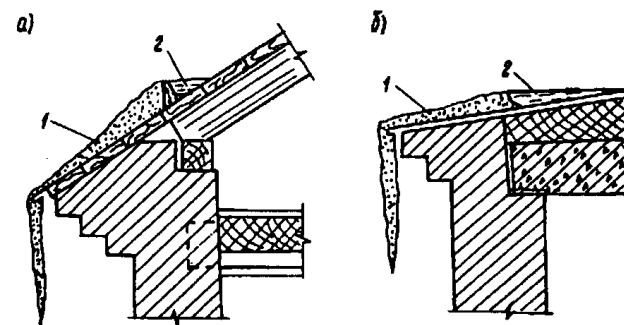


Рис. 14.1. Схема образования протечек кровли при нарушении теплового режима чердака и бесчердачного совмещенного покрытия (а — в зданиях с чердаком; б — в бесчердачных зданиях):
1 — наледь; 2 — талая вода

Эксплуатирующие организации борются с такими протечками путем сбивания льда в желобах на свесах кровли. Сосульки также сбиваются, так как представляют угрозу для людей при своем падении. При этом повреждается кровля, что увеличивает число протечек.

В то же время радикально эту проблему можно решить, создав нужный температурный режим на чердаке и в бесчердачном совмещенном покрытии.

Температура наружной поверхности кровли в зданиях с чердаками зависит от температуры наружного воздуха и температуры воздуха в чердачном помещении. Источником поступления тепла на чердак являются теплопотери через чердачное перекрытие, от систем отопления и вентиляции, размещенных в пределах чердака, через дверные проемы из лестничных клеток на чердак. Фактором, приводящим к снижению температуры воздуха на чердаке, является вентиляция через слуховые окна.

Обследование зданий показало, что в большинстве случаев сопротивление теплопередаче чердачных перекрытий недостаточное, трубы системы отопления имеют слабую теплоизоляцию и местами вообще оголены, вентиляционные камеры и каналы имеют щели, двери на чердак не утеплены или вообще остаются открытыми в зимнее время, в слуховых окнах отсутствуют жалюзийные решетки (окна часто забивают фанерой или досками). При таком состоянии конструкций обеспечить нужный температурный режим на чердаке невозможно, и снег на кровле будет таять при отрицательной температуре наружного воздуха.

Теплотехнические расчеты показали [24], что даже при соблюдении требований старых Норм (СНиП II-3-79) к минимально допустимому сопротивлению теплопередаче чердачных перекрытий на большей части России обеспечить нужный температурный режим невозможно. Нужно повысить минимально допустимое сопротивление теплопередаче чердачного перекрытия, предусмотренное этими нормами.

При совмещенном бесчердачном покрытии нужный температурный режим нельзя обеспечить на всей территории России, если придерживаться требований старых Норм (СНиП II-3-79).

Необходимо производить теплотехнические расчеты чердачных перекрытий и бесчердачных совмещенных покрытий не только исходя из нормирования теплопотерь здания по экономическим соображениям, но и из создания условий, исключающих таяние снега на кровле при отрицательных температурах наружного воздуха.

Новые Нормы [77] значительно подняли значение минимально допустимых сопротивлений теплопередаче ограждающих конструкций, зданий. При соблюдении требований новых Норм [77] нужный температурный режим чердачных помещений и бесчердачных совмещенных покрытий будет автоматически обеспечиваться [24].

В последнее время для улучшения температурно-влажностного режима чердаков и бесчердачных перекрытий стали применяться новые гидроизоляционные и пароизоляционные материалы в виде синтетических пленок. Набор этих материалов предлагает фирма Пластэкс и др.

Обследование одного производственного одноэтажного здания в Ленинградской области показало, что если длительное время не обращать внимание на таяние снега на кровле при отрицательной температуре, то это может привести к тяжелым последствиям. Обследованное здание имело наружные самонесущие стены и каркас из колонн и стальных ферм. По фермам были уложены мелкогабаритные ребристые железобетонные плиты. По утеплителю из минераловатных плит была сделана стяжка и наклеен ковер из рубероида на битумной мастике.

Кровля в течение длительного времени не ремонтировалась и имела массу протечек. Слой утеплителя был насыщен водой и практически перестал выполнять свою роль. Снег на кровле таял даже при сильных морозах. В результате за зиму образовывались гигантские сосульки, достигавшие землю (высота около 9 м). Сосульки смерзались со стенами, которые были выложены из силикатного неморозостойкого кирпича. При таянии весной сосульки падали, увлекая за собой куски стены. Образовалось несколько участков, где стена разрушилась на всю свою высоту.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Опыт обследования зданий и сооружений показывает, что большинство дефектов строительных конструкций вызывается недостаточностью надзора на всех этапах создания и эксплуатации их со стороны инженерно-технических работников всех уровней. Причиной появления дефектов является также незаинтересованность исполнителей в выпуске высококачественной продукции.

Невысокая квалификация инженерно-технического персонала и рабочих приводит к тому, что они не в состоянии предвидеть последствия допускаемых дефектов.

Уже в стадии проектирования нужно разработать такие проектные решения конструкций, которые исключат появление многих дефектов в процессе их изготовления, монтажа и эксплуатации.

В стадии изготовления конструкций особое внимание должно быть уделено качеству применяемых материалов, предусмотренных проектом. На предприятиях по изготовлению железобетонных конструкций должен быть строгий контроль за фиксацией арматуры и закладных деталей в проектном положении, технологией формирования, тепловой обработкой, распалубкой и складированием изделий.

При монтаже строительных конструкций главное внимание должно быть обращено на обеспечение проектного положения в пространстве конструктивных элементов (привязка к осям и высотным отметкам), выполнение стыковых сопряжений, устойчивость отдельных элементов и в целом всей конструкции на всех этапах монтажа.

При изготовлении монолитных железобетонных конструкций должны соблюдаться все требования к технологиям монолитного железобетона: приготовление и транспортирование бетонной смеси, укладка ее в опалубку, создание необходимого температурно-влажностного режима, сроки распалубки.

Необходим выпуск нормативной литературы по технологиям монолитного бетона.

При эксплуатации зданий и сооружений должен быть постоянный контроль за всеми параметрами технологического процесса в здании и сооружении. Нельзя допускать нарушений предусмотренной технологией температурно-влажностного режима, пролива агрессивных жидкостей на пол. Необходимо постоянно наблюдать за состоянием строительных конструкций и во время производить необходимые ремонты.

При подготовке и переподготовке специалистов всех уровней нужно уделять больше внимания изучению дефектов и влиянию их на эксплуатационные качества конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев М. Б. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. — М.: Стройиздат, 1983. — 248 с.
2. Алексеев В. К., Гроздов В. Т., Тарасов В. А. Дефекты несущих конструкций зданий и сооружений, способы их устранения. — М.: Стройиздат, 1982. — 78 с.
3. Анализ аварии и повреждений железобетонных конструкции: Сборник научных трудов НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1981. — 81 с.
4. Анализ причин, аварий строительных конструкций. Вып. 4. — М.: Стройиздат, 1968. — 224 с.
5. Андреев С. А. Предупреждение аварий и повреждений зданий. М. — Л.: Изд. Мин. коммунального хозяйства РСФСР, 1947. — 96 с.
6. Баженов Ю. М. Технология бетона. — М.: Высшая школа, 1987. — 415 с.
7. Бойко М. Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. — Л.: Стройиздат, 1975. — 334 с.
8. Бойко М. Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений. — Л.: Стройиздат, 1986. — 256 с.
9. Бурак Л. Я., Рабинович Г. И. Техническая эксплуатация жилых домов старой застройки. — Л.: Стройиздат, 1975. — 160 с.
10. Васильев Б. Д. Возведение капитальных зданий на сильно сжимаемом основании (опыт фундаментостроения). — М., Л.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1952. — 128 с.
11. Вейц Р. И. Предупреждение аварий при строительстве зданий. — Л.: Стройиздат, 1984. — 144 с.
12. Гаврилов Н. Т. Прогнозирование техно-эксплуатационного состояния здания сооружений. — М.: Изд-во «Макцентр», 2002. — 203 с.
13. Гроздов В. Т. Приближенный способ учета влияния некоторых дефектов монтажа железобетонных каркасов на усилия в колоннах // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1990. — №2. — С. 12–15.

14. Гроздов В. Т. Определение дополнительных усилий в колоннах многоэтажных каркасных зданиях при смещении ригеля из плоскости рамы // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1990. — №12. — С. 3–5.
15. Гроздов В. Т. Влияние некоторых дефектов монтажа железобетонных каркасов одноэтажных промышленных зданий на усилия в колоннах // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1991. №8. — С. 3–5.
16. Гроздов В. Т. Дефекты стыков колонн в каркасах серии ИИ-04 и 1.020-1 и влияние их на несущую способность колонн // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1991. — №10. — С. 3-5.
17. Гроздов В. Т. Влияние несоосности выпусков арматуры из ригелей и колонн в многоэтажных каркасных зданиях серий ИИ-20/70 и 1.420-12 на несущую способность ригелей // Перспективы развития конструкций: Сб. статей /ЛДНТП.— СПб., 1991.— С. 66-69.
18. Гроздов В. Т. Дефекты стыков стеновых панелей и влияние их на несущую способность крупнопанельных зданий // Известия вузов: Строительство. — 1993. — №1. — С.71–72.
19. Гроздов В. Т. К вопросу образования трещин от сезонного перепада температуры в наружных кирпичных стенах // Известия вузов: Строительство. — 1994. — №9. — С. 104–105.
20. Гроздов В. Т. Определение усилий в арматурном стержне при наличии в нем повреждений // Известия вузов: Строительство. 1996. — №8. — С. 126–128.
21. Гроздов В. Т. О разрушении стены от воздействия сезонного перепада температуры наружного воздуха // Известия вузов: Строительство. 1997. — №12. — С. 8–11.
22. Гроздов В. Т. Учет пространственной работы здвний и сооружений при определении влияния дефектов конструкций на их несущую способность // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: краткое содержание докладов на инженерно-технической конференции ВИСИ (21 ноября 1996) // СПб.: ВИСИ, 1996. — С. 5–6.
23. Гроздов В. Т. Разрушение кирпичных стен от сезонного и суточного перепадов температуры наружного воздуха и воздействия солнечного облучения // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы II научно-методической конференции ВИТУ (25 ноября 1997).— СПб.: ВИТУ, 1997. — С. 10–12.
24. Гроздов В. Т. Влияние температурного решения чердачных помещений и бесчердачных совмещенных покрытий на сохранность строительных конструкций // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы II научно-методической конференции ВИТУ (25 ноября 1997).— СПб.: ВИТУ, 1997. — С. 13–14.
25. Гроздов В. Т. Вопросы строительства после длительного перерыва в производстве строительно-монтажных работ. — СПб.: Центр качества строительства, 1998. — 44 с.
26. Гроздов В. Т. Признаки аварийного состояния несущих зданий и сооружений. — СПб.: Центр качества строительства, 1999. — 41 с.
27. Гроздов В. Т. Оценка напряженного состояния железобетонных элементов по их прочности // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы III научно-методической конференции ВИТУ (18 февраля 1999).— СПб.: ВИТУ, 1999. — С. 11–14.
28. Гроздов В. Т. Оценка напряженного состояния железобетонных элементов по раскрытию трещин в растянутой зоне // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы III научно-методической конференции ВИТУ (18 февраля 1999).— СПб.: ВИТУ, 1999. — С. 15–16.
29. Гроздов В. Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. — СПб.: Издательский дом КН+, 2000. — 140 с.
30. Гроздов В. Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия. — СПб.: Издательский дом КН+, 2000. — 152 с.
31. Гроздов В. Т. Случаи деформации зданий // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы IV научно-методической конференции ВИТУ (15 февраля 2000).— СПб.: ВИТУ, 2000. — С. 14–18.
32. Гроздов В. Т. О некоторых случаях ошибочных выводов и рекомендации в отчетах о техническом обследовании зданий и сооружений // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы V научно-методической конференции ВИТУ (16 февраля 2001).— СПб.: ВИТУ, 2001. — С. 25–27.

33. Гроздов В. Т. Случаи потери местной устойчивости в узлах сопряжения стальных элементов // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы VI научно-методической конференции ВИТУ (14 февраля 2002). — СПб.: ВИТУ, 2002. — С. 49–52.
34. Гроздов В. Т. Вопросы качества монолитных железобетонных конструкций // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы VII научно-методической конференции ВИТУ (10 апреля 2003). — СПб.: ВИТУ, 2003. — С. 36–39.
35. Гроздов В. Т. О недостатках проектных решений наружных навесных стен многоэтажных зданий с монолитными железобетонными внутренними стенами и перекрытиями // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы VII научно-методической конференции ВИТУ (10 апреля 2003). — СПб.: ВИТУ, 2003. — С. 39–44.
36. Гроздов В. Т. О некоторых ошибках проектирования железобетонных и каменных конструкций и технического обследования зданий и сооружений. — СПб.: 2006. — 48 с.
37. Гроздов В. Т. Некоторые вопросы качества возведения монолитных железобетонных конструкций // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы VIII научно-методической конференции ВИТУ (18 марта 2004). — СПб.: ВИТУ, 2004. — С. 48–53.
38. Гроздов В. Т. Зависимость температурных деформаций каменных зданий от их конфигурации в плане // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы IX научно-методической конференции ВИТУ (17 марта 2005). — СПб.: ВИТУ, 2005. — С. 18–22.
39. Гроздов В. Т. О балконах современных зданий повышенной этажности // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы IX научно-методической конференции ВИТУ (17 марта 2005). — СПб.: ВИТУ, 2005. — С. 38–40.
40. О недостатках существующих проектных решений навесных наружных стен в многоэтажных монолитных железобетонных зданиях // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы IX научно-методической конференции ВИТУ (16 марта 2006). — СПб.: ВИТУ, 2006. — С. 15–20.
41. Гроздов В. Т., Полянский М. М. Об одном недостатке конструкции ребристых плит перекрытий многоэтажных промышленных зданий // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1990. — №7. — С. 5–6.
42. Гроздов В. Т., Руденко В. В. Учет пространственной жесткости каркаса при оценке влияния отклонения колонн от проектного положения // Проектирование и расчет железобетонных конструкций: Сб. статей. — Л.: ЛДНТП, 1990. — С. 98–104.
43. Гроздов В. Т., Татаренко В. Н. Реконструкция зданий и сооружений, техническое обследование, испытание и усиление строительных конструкций. — СПб.: ВИТУ, 2004. — 244 с.
44. Исследование влияния качества изготовления, монтажа и эксплуатации железобетонных конструкций на их несущую способность // Сб. научных трудов /НИИЖБ Госстроя СССР. — М., 1986. — 99с.
45. Леденев В. В., Скрылев В. И. Предупреждение аварий. — М.: Издательство АСВ, 2002. — 240 с.
46. Лесов Н. М. Расчеты конструкций сельских зданий. М.: Государственное архитектурное издательство, 1949. — 202 с.
47. Лукницкий Н. Н. Железобетонные работы. М.: Гос. издательство строительной литературы, 1948. — 532 с.
48. Митцел А., Стахурский В., Сувальский Я. Аварии бетонных и каменных зданий. И.: Стройиздат, 1978. — 304 с.
49. Михалко Б. Р. Ремонт конструкций крупнопанельных зданий. М.: Стройиздат, 1986. — 312 с.
50. Некрасов В. П. Теория прочности каменных кладок. М.: Стройиздат, 1947. — 158 с.
51. Онищик Л. И. Прочность и устойчивость каменных конструкций. — М., Л.: Главная редакция строительной литературы, 1937. — 291 с.
52. Попов Л. Н. Контроль качества работ в жилищном строительстве. — М.: Стройиздат. 1985. — 304 с.
53. Попов Г. Т., Бурак Л. Я. Техническая экспертиза жилых зданий старой застройки. — Л.: Стройиздат, 1986. — 240 с.
54. Порывай Г. А. Техническая экспертиза жилых зданий. М.: Стройиздат, 1990. — 369 с.
55. Пособие по проектированию жилых зданий ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3: Конструкция жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). — М.: Стройиздат, 1989. — 304 с.

56. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83).— М.: Стройиздат, 1986. — 567 с.
57. Предупреждение деформаций и аварий зданий и сооружений / Под ред. В. А. Лысенко. — Киев.: Будівельник, 1984. — 120 с.
58. Причины поврежденных строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1957. — 60 с.
59. РСН 20-01-2006 Санкт-Петербург (ТСН 20-303-2006 Санкт-Петербург) Защита строительных конструкций, зданий и сооружений от агрессивных химических и биологических воздействий окружающей среды. Правительство Санкт-Петербурга. — СПб., 2006.— 50 с.
60. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций производственных зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1998. — 104 с.
61. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1984. — 30 с.
62. Рекомендации по учету влияния дефектов и повреждений на эксплуатационную пригодность стальных конструкций производственных зданий. — М.: Стройиздат, 1987. — 46 с.
63. Реконструкция зданий и сооружений / Под ред. А. Л. Шагина.— М.: Высшая школа, 1991. — 352 с.
64. Реконструкция промышленных предприятий: Справочник строителя /Под ред. А. Д. Топчия и Р.А. Гребенника. — М.: Стройиздат, 1990.— Т. 1.— 591 с.
65. Ройтман А. Г. Деформации и повреждения зданий. — М.: Стройиздат, 1987. — 160 с.
66. Ройтман А. Г. Предупреждение аварий жилых зданий. — М.: Стройиздат, 1990. — 240 с.
67. Руководство по проектированию каменных и армокаменных конструкций. — М.: Стройиздат, 1974. — 183 с.
68. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1978. — 112 с.
69. Сендеров Б. В. Аварии жилых зданий. — М.: Стройиздат, 1991. — 216 с.
70. Сечи К. Ошибки в сооружении фундаментов. — М.: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1960.— 143 с.
71. СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные конструкции/ Госстрой России.— М.: ФГУП ЦПП, 2004.— 40 с.
72. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой России.— М.: ГУП ЦПП, 1998.— 96 с.
73. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции/Госстрой России.— М.: ФГУП ЦПП.— 30 с.
74. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.— М.: Стройиздат, 1989.— 80 с.
75. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/Госстрой России.— М.: ФГУП ЦПП, 2003.— 44 с.
76. СНиП 3.03-87. Несущие и ограждающие конструкции.— М.: Стройиздат, 1988.— 190 с.
77. СНиП II-3-79. Строительная теплотехника.— М.: Стройиздат, 1986.— 32 с.
78. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.— М.: ГУП ЦПП, 2004.— 24 с.
79. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.— М.: ГУП ЦПП, 2003.— 26 с.
80. Ариевич Э. М., Коломеец А. В., Нотенко С. Н., Ройтман А. Г. Эксплуатация жилых зданий: справочное пособие.— М.: Стройиздат, 1991.— 510 с.
81. ТСН 50-302-2004 Санкт-Петербург. Проектирование фундаментов зданий и сооружений.— СПб., 2004.— 58 с.
82. Техническое обследование и ремонт зданий и сооружений: Справ. пособие /Под. ред. М. Д. Бойко. — М.: Стройиздат, 1993. — 208 с.
83. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях и сооружениях и методы их устранения. — М.: Стройиздат, 1978. — 161 с.
84. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. — М.: Стройиздат, 1984. — 319 с.
85. Шкинев А. К. Аварии в строительстве.— М.: Стройиздат, 1984. — 319 с.

Введение	3
1. Дефекты фундаментов мелкого заложения	7
2. Дефекты каменных конструкций	28
3. Дефекты стен крупнопанельных зданий	49
4. Дефекты сборных железобетонных колонн	59
5. Дефекты сборных железобетонных балок (ригелей)	74
6. Дефекты сборных железобетонных ферм покрытий	88
7. Дефекты сборных железобетонных плит покрытий и перекрытий	89
8. Дефекты сборных подкрановых железобетонных балок	98
9. Дефекты вертикальных связей между колоннами	101
10. Дефекты монолитных железобетонных конструкций, вызванные нарушением технологии их возведения	103
11. Дефекты железобетонных балконных плит и козырьков ...	109
12. Дефекты деревянных конструкций	110
13. Дефекты стальных конструкций	116
14. Влияние температурного режима чердачных помещений и бесчердачных совмещенных покрытий на сохранность строительных конструкций	125
Заключение	128
Литература	129