МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

В.В.ГАБРУСЕНКО

АВАРИИ, ДЕФЕКТЫ И УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ

Учебное пособие

2-е издание, переработанное и дополненное

НОВОСИБИРСК 2012

УДК 624.012
ББК 38.53
Г 122

Габрусенко В.В.
Аварии, дефекты и усиление железобетонных и каменных конструкций в вопросах и ответах / В.В.Габрусенко ; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т (Сибстрин), – 2 изд., перераб. и доп. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2012.– 124 с.

ISBN 978-5-7795-0599-4

В учебном пособии приведен анализ наиболее распространенных ошибок, допускаемых строителями и проектировщиками, изложены основы диагностики дефектов и повреждений и принципы усиления железобетонных и каменных конструкций.

Книга предназначена для инженеров-строителей, работающих на стройплощадках и в проектных организациях, а также для студентов вузов строительных специальностей, изучающих общий курс железобетонных и каменных конструкций и дисциплину «Реконструкция зданий, сооружений и застройки». Она может оказаться полезной и в качестве методического пособия преподавателям вузов и техникумов.

Печатается по решению издательско-библиотечного совета
НГАСУ (Сибстрин)

Рецензенты:
– Н.Н. Пантелеев, д-р техн. наук, профессор
(НГАСУ (Сибстрин))
– В.А. Беккер, канд. техн. наук, профессор
(НГАСУ (Сибстрин));
– М.Б. Мжельский, канд. техн. наук, доцент (ООО «ТЭЗИС»
(«Техническая экспертиза зданий и сооружений»));

ISBN 978-5-7795-0599-4

© Габрусенко В.В.
© Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

Из предисловия к первому изданию…….. 4

Предисловие ко второму изданию…….. 5

Глава 1. Каркасные здания…….. 6

Глава 2. Бескаркасные здания…….. 18

Глава 3. Железобетонные конструкции…….. 36

Глава 4. Каменные конструкции……. 54

Глава 5. Крыши и кровли……. 66

Глава 6. Основы диагностики дефектов и повреждений……... 72

Глава 7. Принципы усиления конструкций и зданий…… 86

Библиографический список……..... 121

Из предисловия к первому изданию

Статистика 1980-х гг. показывала, что более трети аварий в строительстве происходило по вине строителей и монтажников. С большим отрывом от них вторыми шли эксплуатационники, затем работники стройиндустрии (поставщики материалов и изделий), затем проектировщики. Хотя подобная статистика современной эпохи отсутствует (во всяком случае, не опубликована), можно с уверенностью сказать, что проектировщики сегодня вошли в «призовую тройку», оттеснив на 4-е место работников стройиндустрии.

Причины этого кроются отчасти в разрушении старой системы организации проектного дела (при которой достаточно эффективно осуществлялся внутренний контроль качества проектных работ), отчасти в острой нехватке квалифицированных конструкторов (значительную часть которых выбила безработица 1990-х гг.), отчасти в снижении уровня подготовки выпускников вузов (из-за «совершенствования» учебных программ и увеличения нагрузки на преподавателей), отчасти и в самой стройиндустрии, прекратившей выпуск сложных сборных железобетонных конструкций, которые наиболее чутко реагируют на нарушение технологической дисциплины.

С конца 1990-х гг. все больший удельный вес в строительстве занимает реконструкция существующих зданий и сооружений, неизбежно связанная с усилением железобетонных и каменных конструкций. К сожалению, и в этом вопросе допускается много ошибок из-за непонимания физической сути усиления. Имеющаяся же научно-техническая литература в большинстве своем представляет примеры усиления в графическом или описательном виде, не разъясняя принципов их работы.

В предлагаемой читателю книге сделана попытка проанализировать наиболее часто встречающиеся ошибки проектировщиков и строителей и показать, к каким последствиям эти ошибки могут привести. В ней не рассмотрены аварийные ситуации, возникающие уже в процессе эксплуатации зданий и сооружений. Причина такого «невнимания» в том, что эксплуатационники допускают, как правило, всего две ошибки – перегрузку и увлажнение несущих конструкций или грунтов основания. Причем эти ошибки зачастую спровоцированы их предше-

ственниками – либо порочной конструкцией кровли, либо неграмотной вертикальной планировкой, либо недостаточной прочностью конструкционных материалов, либо скрытым браком строителей и т.д.

Эта книга, написанная в форме вопросов и ответов, впервые была в сокращенном варианте опубликована в номерах журнала «Проектирование и строительство в Сибири» за 2004–2005 гг. и вызвала одобрение читателей – практикующих инженеров, ученых и преподавателей вузов. Они высказали пожелание расширить материал и издать его в качестве отдельного пособия, в равной степени адресованного студентам строительных специальностей и инженерам, работающим на стройплощадках и в проектных организациях. Автор считает своим долгом выразить им свою признательность за поддержку, и особую благодарность – рецензентам за полезные советы при подготовке рукописи к изданию.

2005 г.

Предисловие ко второму изданию

Учитывая пожелания читателей, во второе издание включена глава «Крыши и кровли», хотя рассмотренные в ней вопросы не всегда имеют непосредственное отношение к железобетонным и каменным конструкциям. Кроме того, в другие главы добавлено несколько новых материалов.

2012 г.

Глава 1
КАРКАСНЫЕ ЗДАНИЯ

1.1. Как обеспечивается пространственная жесткость каркасных зданий?

Пространственная жесткость – это, прежде всего, геометрическая неизменяемость в трех плоскостях: горизонтальной и двух вертикальных. Обеспечивается она формированием геометрически неизменяемых фигур в каждой плоскости (рис. 1) – преимущественно треугольниками при шарнирном соединении стержней (а) и прямоугольниками при жестком (б) или смешанном (в) соединении. Хотя под воздействием нагрузки эти фигуры несколько и меняют свою форму, но меняют, во-первых, только на время действия нагрузки и, во-вторых, только за счет деформаций составляющих стержней. В реальных зданиях стержнями этих фигур являются колонны, ригели (балки, фермы, плиты) и стальные связи.

Кроме стержневых фигур элементами жесткости могут быть и диски (г), деформации которых при действии усилий в их плоскости настолько малы, что ими зачастую пренебрегают, а жесткость дисков условно принимают равной бесконечности. Потому их и называют жесткими дисками. В каркасных зданиях такими дисками могут быть конструкции перекрытий и покрытия, а в некоторых случаях и железобетонные перегородки – их называют диафрагмами жесткости.

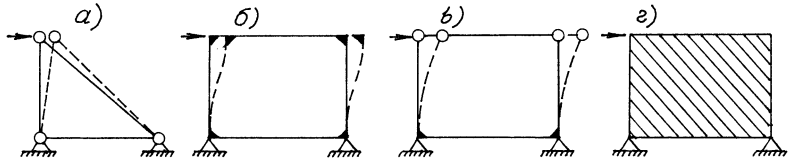


Рис. 1

В одноэтажных зданиях вертикальная поперечная жесткость обеспечивается, в большинстве случаев, плоскими рамами с жесткой заделкой колонн в фундаментах (схема 1,в), продольная жесткость – тоже плоскими рамами с дополнительной установкой (при большой высоте здания или при наличии кранов)

стальных вертикальных связей, образующих треугольники (схема 1,а), а горизонтальная – жестким диском покрытия (схема 1,г).

В многоэтажных зданиях горизонтальная жесткость обеспечивается жесткими дисками перекрытий и покрытия, а вертикальная – жесткостью плоских рам (рамные каркасы), жесткостью вертикальных связей или диафрагм (связевые каркасы) или комбинацией того и другого (рамно-связевые каркасы).

Большинство обрушений зданий (если не считать катастроф, вызванных стихийными бедствиями и техногенными причинами) происходило и происходит из-за необеспеченности их пространственной жесткости. В частности, в одних зданиях не было создано достаточно жесткое защемление колонн в фундаментах, в других было недостаточно вертикальных связей, в третьих были некачественно приварены плиты покрытия, в четвертых «на потом» была отложена сварка выпусков верхней арматуры ригелей в рамных каркасах и т.д.

1.2. Что произойдет, если зазоры между сборной колонной и стаканным фундаментом некачественно заделать бетоном?

Расчетными схемами большинства типов каркасных зданий предусматривается жесткое защемление колонн в фундаментах (рис. 2,а). При использовании сборных железобетонных элементов такое защемление обеспечивается за счет тщательной заделки бетоном зазоров между колонной и стаканом фундамента, причем класс монолитного бетона должен быть не ниже класса бетона фундамента и не ниже класса В15.

В практике строительства нередки случаи, когда после рихтовки и временного закрепления колонн бетонирование зазоров осуществляется не сразу. За это время в зазоры попадают мусор и грязь, которые сверху лишь замазывают бетоном, проверить же качество работ по одному внешнему виду не представляется возможным. Такое соединение становится податливым, т.е. занимает промежуточное положение между жестким и шарнирным соединениями (его условная схема показана на рис. 2,б).

Оно приводит к большим изменениям в работе каркаса по сравнению с тем, что предусмотрено в проекте: резкому увеличению горизонтальных перемещений Δ и усилий в колоннах, снижению устойчивости колонн, а в худшем случае – к обрушению здания. Этот дефект является одной из причин появления трещин в стенах и колоннах, разрушения узлов сопряжения стеновых панелей с колоннами и одной из главных причин систематического выхода из строя («разбалтывания») путей мостовых и подвесных кранов. Поэтому качество и своевременность заделки зазоров должны подвергаться особо тщательному контролю.

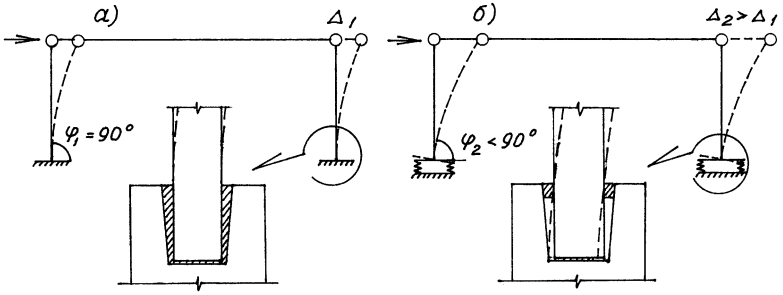


Рис. 2

1.3. Что произойдет, если опорные закладные детали стропильных балок (ферм) некачественно приварить к закладным деталям колонн?

Сварные швы нужны не просто для фиксации положения балок или ферм (как ошибочно полагают некоторые строители), а для восприятия весьма больших усилий скалывания и отрыва.

В частности, швы обеспечивают шарнирно-неподвижное опирание стропильных конструкций (ригелей рамы) на колонны, благодаря которому горизонтальные нагрузки (ветровые или крановые) передаются от одной колонны к другой и распределяются между ними пропорционально жесткостям (рис. 3,а). При некачественной сварке может произойти разрушение швов, тогда опора становится шарнирно-подвижной и вся горизонтальная нагрузка воспринимается только одной колонной, на которую последняя не рассчитана (рис. 3,б). В совокупности с другими дефектами это может привести к разрушению перегру-

женной колонны и, как минимум, – к образованию в ней больших поперечных трещин, к систематическому выходу из строя крановых путей, образованию трещин в стенах и т.п. В значительной степени приведенные рассуждения относятся и к ригелям многоэтажных каркасных зданий.

Кроме того, в тех случаях, когда не предусмотрены вертикальные связи по торцам стропильных конструкций, сварные швы удерживают последние от опрокидывания при воздействии горизонтальных усилий продольного направления (рис. 3,в, вид с торца балки или фермы).

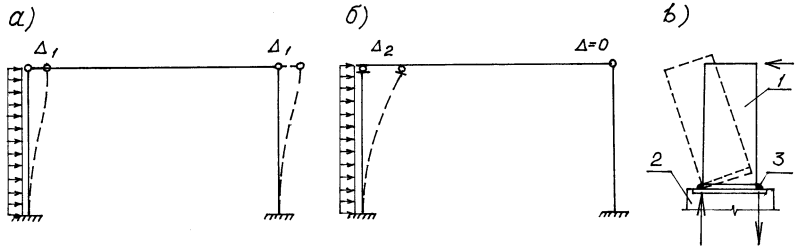


Рис. 3

(1– балка, 2 – колонна, 3 – сварные швы)

1.4. Что произойдет, если при монтаже ребристых плит покрытия (перекрытия) приварить не три, а две опорные закладные детали?

Приварка каждой плиты в трех точках образует геометрически неизменяемую фигуру – треугольник, а в совокупности – жесткий диск покрытия (перекрытия), который вовлекает в совместную работу при действии горизонтальных сил *T* все колонны (рис. 4,а, вид в плане). Работа каждой плиты в горизонтальной плоскости напоминает работу консоли, воспринимающей часть силы *T* (рис. 4,б). Если приваривать только две закладные детали, то каждая плита в горизонтальной плоскости может свободно поворачиваться (рис. 4,в), жесткого диска не будет и сила *T* станет восприниматься колоннами только одной плоской рамы (рис. 4,г). В результате, усилия в этих колоннах резко возрастут по сравнению с расчетными (если в расчете учитывалась пространственная работа каркаса), что может привести не толь-

ко к появлению больших трещин, но и к разрушению колонн. Даже если этого не произойдет, отсутствие жесткого диска, пусть и на отдельных участках, приведет к преждевременному износу колонн, разрушению кровли, а в многоэтажных зданиях также к разрушению полов.

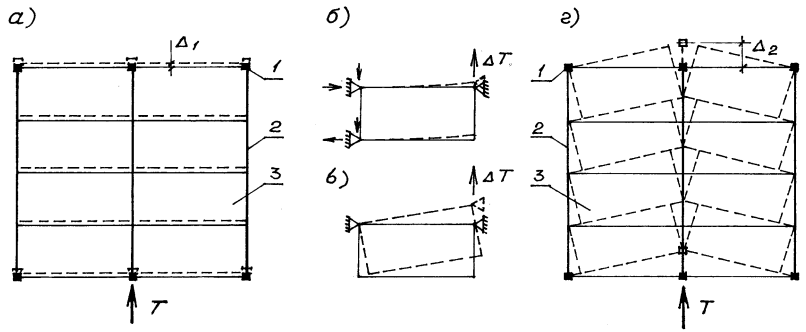


Рис. 4

(1 – колонны, 2 – ригели, 3 – плиты)

В многоэтажных каркасных зданиях связевого или рамно-связевого типов жесткие диски перекрытий играют похожую, но несколько иную роль (см. вопрос 1.6).

1.5. Что произойдет, если швы между пустотными плитами перекрытий некачественно заделать раствором?

На боковых поверхностях пустотных плит имеются круглые углубления, которые при заделке швов заполняются раствором и образуют шпонки, препятствующие взаимному смещению плит не только в вертикальной, но и в горизонтальной плоскости (рис. 5,а, вид в плане). Благодаря шпонкам, перекрытие представляет собой горизонтальный жесткий диск, т.е. как бы непрерывную монолитную плиту. Например, в связевых каркасах ветровая нагрузка через жесткие диски передается с колонн на вертикальные связи или диафрагмы жесткости (рис. 5,б). Это позволяет резко уменьшить горизонтальные перемещения ко-

лонн Δ_1 и освободить их от восприятия горизонтальных нагрузок, а значит – и больших изгибающих моментов.

К сожалению, некачественная заделка встречается нередко: швы заполняют раствором не на всю глубину, а только в верхней части – по существу, не заделывают швы, а замазывают. При такой «заделке» шпонки отсутствуют, сдвигу плит препятствий нет (если не считать небольших сил трения на опорах, возникающих от действия вертикальной нагрузки) и жесткий диск не формируется (рис. 5,в). В результате, в колоннах тех рам, где нет вертикальных связей (диафрагм жесткости), возникают недопустимые деформации (горизонтальные перемещения Δ_2) и усилия, чреватые аварийными последствиями.

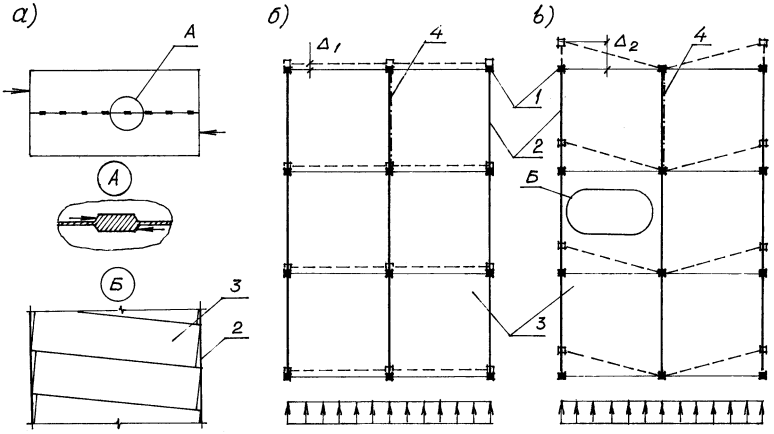


Рис. 5

(1 – колонны, 2 – ригели, 3 – плиты, 4 – диафрагмы жесткости)

1.6. Что произойдет, если в перекрытиях каркасных зданий использовать пустотные плиты не с круглыми, а с полосовыми шпонками?

Первые пустотные плиты, предназначенные для перекрытий каменных зданий, имели на боковых поверхностях продольные пазы (рис. 6,а). При заполнении пазов раствором формировались полосовые шпонки, способные воспринимать сдвигающие (перерезывающие) силы только вертикального направле-

ния. Шпонки подобного типа позволяли при действии дополнительной местной нагрузки на одну плиту – например, перегородки – вовлекать в совместную работу соседние, перераспределять на них часть нагрузки и, кроме того, сохранять целостность отделки потолка (рис. 6,б).

Однако такие шпонки не в состоянии воспринимать сдвигающие силы горизонтального направления, следовательно, жесткость диска перекрытия они не обеспечивают, а это, как видно из предыдущего ответа, чревато негативными последствиями. Поэтому в проектах зданий всегда следует оговаривать тип боковых поверхностей пустотных плит, тем более что в последнее время на ряде заводов стройиндустрии освоена весьма экономичная (так называемая экструзионная) технология, которая, однако, позволяет изготавливать плиты только с продольными пазами.

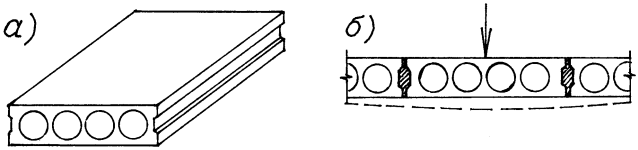


Рис. 6

1.7. К чему может привести некачественное соединение межколонных плит в каркасных зданиях?

Пустотные плиты в перекрытиях работают не только как элементы жесткого диска, но и как распорки между ригелями. Распорки же способны воспринимать в горизонтальной плоскости только сжимающие усилия (да и то лишь при тщательной заделке швов между ригелями и торцами плит).

Поэтому между колоннами предусматривается установка специальных плит (их иногда называют связевыми). Благодаря сварным соединениям с опорными частями ригелей, они могут надежно работать и как распорки, и как растяжки. Их задача при этом – не только воспринимать вертикальную нагрузку и участвовать в работе жесткого диска перекрытия, но и создавать горизонтальные опоры для колонн. Дело в том, что расчетная дли-

на колонн зависит от расстояния между этими опорами, которыми в одном направлении являются ригели, а в другом связевые плиты. Понятно, что при некачественном соединении (слабые сварные швы, погнутые соединительные стержни и т.д.) роль опор плиты исполнять не смогут, что приведет к резкому увеличению гибкости колонн и соответствующему снижению их несущей способности.

1.8. Что произойдет, если в смежных ригелях рамного каркаса некачественно сварить выпуски верхней продольной арматуры?

В опорных сечениях ригелей рамного каркаса возникают большие изгибающие моменты M_0 отрицательного знака (рис. 7,а). Они воспринимаются парой сил – растягивающей N_s в верхней рабочей арматуре и сжимающей (равнодействующей) в сжатом бетоне N_b и в нижней рабочей арматуре N_{sc} (рис. 7,в). При некачественной сварке произойдет разрыв соединения, растянутая арматура выключится из работы, сечение не в состоянии будет воспринимать опорный момент, и узел сопряжения ригеля с колонной превратится из жесткого в шарнирный.

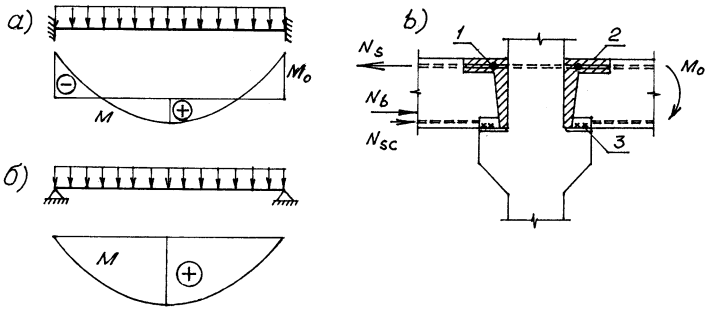


Рис. 7
(1 – сварка выпусков арматуры, 2 – монолитный бетон, 3 – сварка закладных деталей)

В результате этого резко – в несколько раз – возрастет изгибающий момент в пролете (рис. 7,б), что может привести ригель в аварийное состояние, а в случае, если подобный брак допущен многократно, будет также серьезно ослаблена или полно-

стью утрачена поперечная или продольная (в зависимости от ориентации ригелей) жесткость всего здания. Именно этот дефект послужил причиной обрушения ряда многоэтажных каркасных зданий.

1.9. Что произойдет, если зазоры между сборными ригелями и колоннами рамного каркаса некачественно заделать бетоном?

Некачественная заделка – низкая прочность или плохое уплотнение бетонной смеси – явление, к сожалению, нередкое. Приводит оно к тому, что сжимающее усилие N_b (см. предыдущий ответ), которое передается от ригеля к колонне, монолитный бетон воспринимать не в состоянии, и всё оно передается через опорную закладную деталь, если таковая предусмотрена конструкцией узла. Вследствие этого происходит разрушение сварных швов, отрыв закладных деталей, а в итоге – разрушение всего соединения. В сборно-монолитном решении, т.е. при отсутствии опорных закладных деталей, узел из жесткого превратится в шарнирный с резким увеличением изгибающих моментов в пролете. К столь же опасным последствиям приводит и плохой прогрев монолитного бетона в узлах при зимнем бетонировании.

1.10. Для чего нужны «рыбки» в каркасных зданиях серии ИИ-04?

«Рыбки» – это стальные элементы, соединяющие верхние закладные детали ригелей с закладными деталями колонн в связевых каркасных зданиях старейшей, и до сего дня популярной, серии ИИ-04. В проекте установка диафрагм жесткости (железобетонных перегородок) допускалась независимо от монтажа ригелей, что не обеспечивало пространственную жесткость каркаса. Поэтому были предусмотрены такие соединения ригелей с колоннами, которые могли воспринимать ограниченные опорные моменты M_0 = 55 кН·м (5,5 т·м), достаточные для того, чтобы обеспечить жесткость каркаса на период монтажа. Ограничение обеспечивается определенным сечением и длиной «ры-

бок», металл которых начинает течь при достижении указанного опорного момента.

Если сечение «рыбок» увеличить, то опорный момент возрастет, а пролетный уменьшится, если сечение уменьшить, то, наоборот, опорный момент уменьшится, а пролетный возрастет (рис. 8). Аналогичные результаты – и при изменении марки стали по сравнению с проектной. Плохо и то, и другое. В первом случае будут перегружены опорные участки, во втором – пролетные.

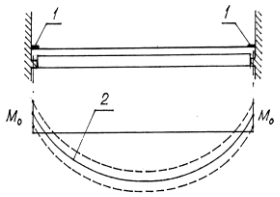


Рис. 8 →
(1 – «рыбки», 2 – расчетная эпюра моментов)

1.11. К чему может привести несоосная установка колонн многоэтажного здания?

При проектировании сжатых железобетонных элементов допускается случайный эксцентриситет, который учитывает возможность небольшого смещения приложения нагрузки и неоднородность деформативных свойств бетона. Величины допустимого смещения приведены в Нормах производства работ. Если фактическое смещение оси верхней колонны превышает нормативную величину, в нижней колонне возникает дополнительный изгибающий момент, который может вызвать ее перегрузку со всеми вытекающими последствиями, вплоть до необходимости усиления.

1.12. Что может произойти при некачественной сварке выпусков арматуры в стыках колонн многоэтажных зданий?

Сварка выпусков арматуры и последующее обетонирование стыков обеспечивает жесткое соединение колонн, превращая их в одну цельную колонну по высоте. При некачественной сварке может произойти разрыв соединения. Тогда сжимающие усилия от арматуры верхней колонны к арматуре нижней передаваться перестанут и перейдут на бетонное сечение, вызвав его пере-

грузку. Сам же стык колонн из жесткого превратится в шарнирный. Последнее особенно опасно для каркасных зданий рамного и рамно-связевого типов, в колоннах которых возникают значительные изгибающие моменты.

1.13. Каковы недостатки узлов сопряжения перекрытий с колоннами в некоторых типах сборно-монолитных каркасных зданий?

В конце 1990-х годов широкое распространение получили многоэтажные каркасные здания с монолитными перекрытиями из бетона классов В15…В20 и сборными колоннами из бетона классов В30…В40 и выше. При заводском изготовлении в стволе колонн оставляют свободные от бетона участки (прорези), которые в процессе строительства заполняют монолитным бетоном плит (рис. 9). В итоге, самые ответственные узлы каркаса, испытывающие максимальные изгибающие моменты, поперечные и продавливающие силы, выполняются из бетона низкой прочности, и применение в колоннах бетона более высокой прочности теряет смысл.

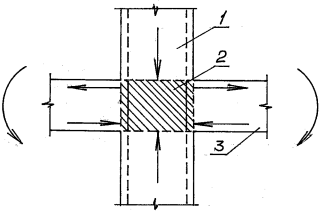
Рассуждения некоторых проектировщиков о том, что бетон в узле работает в условиях объемного сжатия и потому его реальная прочность выше проектной, лишены всякого основания. В таких условиях работает только нижняя часть узла, где действуют горизонтальные сжимающие силы. В верхней же части действуют растягивающие силы, и эта часть узла работает в условиях худших, чем даже при одноосном сжатии.

Но даже если в подобных узлах применять бетон той же прочности, что и в колоннах, порочность конструктивного решения все равно остаётся, поскольку качество уплотнения бетона, а тем более качество его прогрева при зимнем бетонировании не известно, ибо бетон в узлах недоступен для контроля – сверху и снизу он закрыт колоннами, а с боков плитами. Причем при зимнем бетонировании именно эти узлы находятся в самых неблагоприятных условиях, так как сверху и снизу они контактируют с массивными холодными телами (бетоном сборных колонн). Предварительный подогрев прилегающих участков ко-

лонн несколько улучшает условия твердения монолитного бетона, однако требует очень больших энергозатрат.

Сказанное относится и к другим типам сборно-монолитным каркасных зданий, у которых часть ствола колонн заполняется монолитным бетоном плит или ригелей перекрытий.

Понятно, что надежность и долговечность подобных узлов, а вместе с ними надежность и долговечность самих зданий, определяются набором случайных факторов.



← **Рис. 9**
(1 – сборная колонна, 2 – прорезь в колонне, 3 – монолитное перекрытие)

Глава 2
БЕСКАРКАСНЫЕ ЗДАНИЯ

2.1. Какие здания считают бескаркасными?

Это здания, у которых вертикальными несущими элементами являются не колонны, а стены. К ним относятся здания со стенами из каменной кладки, монолитного бетона и крупных железобетонных панелей. Монолитными и крупнопанельными строят преимущественно многоэтажные гражданские здания. Каменными могут быть здания не только гражданского, но и производственного назначения – как многоэтажные, так и одноэтажные.

2.2. Как обеспечивается пространственная жесткость каменных зданий?

Различают два типа каменных зданий: 1) с упругой конструктивной схемой, когда расстояние B между поперечными стенами превышает 12…54 м (в зависимости от группы каменной кладки и типа конструкций покрытия или перекрытий), 2) с жесткой конструктивной схемой (при меньших значениях B).

К первому типу относятся, в основном, здания производственного назначения, склады, гаражи (если перегородки между боксами не связаны с продольными стенами), длинные залы и т.п. сооружения. В средней части длины таких зданий поперечные стены, сами по себе являющиеся жесткими вертикальными дисками, не оказывают влияния на поперечные деформации Δ продольных стен при действии нагрузок (например, ветровой w – см. рис. 10,а, вид в плане). И если продольная жесткость обеспечивается жесткими дисками продольных стен, то поперечная в средней части – жесткостью поперечной рамы (рис. 10,б).

В роли защемленных стоек рамы выступают участки продольных стен – либо пилястры с прилегающими участками, либо простенки, либо условно вырезанные вертикальные полосы продольных стен. Ригелями рамы служат фермы, балки или плиты, которые необходимо надежно заанкерить в продольных

стенах, иначе не будут созданы шарнирно-неподвижные соединения их со стойками (вопрос 1.3).

При жестком защемлении продольных стен горизонтальной гидроизоляцией должен быть не рулонный материал (рассекая стену по горизонтали в цокольной части, он, из-за слабого сцепления с раствором, по существу, образует шарнир и превращает раму в геометрически изменяемую систему), а утолщенный до 20 мм шов из цементного раствора жесткой консистенции марки не ниже 75. Жесткий раствор трудно расстилать, однако он обладает меньшей усадочностью, чем пластичный, поэтому в нем меньшая вероятность образования усадочных трещин, что крайне важно для гидроизоляции. Рулонную гидроизоляцию допустимо применять только при условии, если все сечение сжато, т.е. если $e_0 = M/N \leq r_y$, где e_0 – эксцентриситет, M и N – изгибающий момент и продольная сила в сечении, r_y – радиус ядра сечения, равный для прямоугольного сечения 1/6 его высоты.

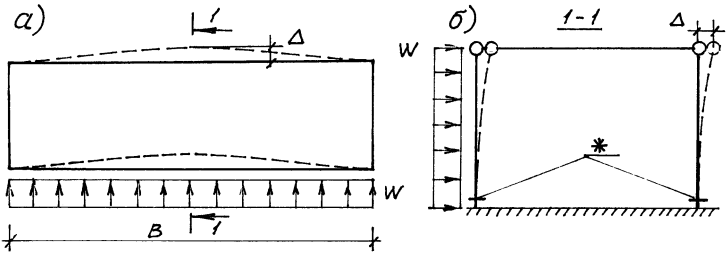


Рис. 10 (* гидроизоляция)

Ко второму типу относятся почти все жилые, административно-бытовые и т.п. здания. Их пространственная жесткость обеспечивается продольными и относительно часто расположенными поперечными стенами. В жестких дисках перекрытий или покрытия они не нуждаются, ибо стены, сами являясь вертикальными жесткими дисками, соединены между собой перевязкой швов. То есть, в плане стены образуют прямоугольники с жесткими узлами (рис. 1,б). Поэтому в таких зданиях вполне допустимо применять не круглые, а полосовые шпоночные со-

единения между плитами, т.е. применять пустотные плиты с продольными пазами на боковых поверхностях (вопрос 1.7). Понятно, что для обеспечения жесткого соединения стен требуется особый контроль качества перевязки швов, тем более что в готовой кладке некачественную перевязку в углах обнаружить очень трудно.

2.3. Как обеспечивается пространственная жесткость крупнопанельных зданий?

Обеспечивается жесткостью стен и перекрытий при условии надежных соединений между ними. Почти все обрушения панельных зданий происходили весной в период оттаивания растворных и бетонных швов, а сами здания были возведены зимой. Непосредственной причиной аварий чаще всего являлось применение раствора и бетона замоноличивания без противоморозных добавок или с недостаточным их количеством, а также утолщение до 40…50 мм горизонтальных швов между панелями. Утолщение и низкая прочность швов вызывали неравномерные вертикальные деформации стен.

Здания, возможно бы, и устояли, если бы к указанным дефектам не добавлялись другие: некачественные сварные соединения панелей перекрытий со стенами и между собой или отсутствие сварки выпусков арматуры в вертикальных стыках стеновых панелей, или некачественное заполнение бетоном вертикальных стыков и т.д. В итоге, происходила потеря устойчивости положения стеновых панелей – их горизонтальное скольжение из плоскости (боковое выдавливание), за которым следовало обрушение.

При качественном монтаже крупнопанельные дома обладают весьма высокой пространственной жесткостью. Это показал не только длительный опыт их нормальной эксплуатации, но и состояние зданий после чрезвычайных воздействий – землетрясений, взрывов бытового газа и пр.

2.4. Как обеспечивается пространственная жесткость монолитных зданий?

Жесткость монолитных зданий обеспечивается жесткостью продольных и поперечных стен и жесткостью перекрытий. Мало того, сами стены и перекрытия также жестко связаны между собой. Подобные здания обладают самой высокой пространственной жесткостью.

2.5. Для чего на период оттаивания зимней кладки устанавливают временные стойки под оконными и дверными перемычками?

Делается это для того, чтобы разгрузить простенки, пока раствор не наберет требуемую прочность. Такой прием применяют в тех случаях, когда кладка ведется методом замораживания, а она имеет прочность в несколько раз ниже, чем летняя кладка из кирпича и раствора тех же марок. Причиной большинства обрушений каменных зданий являлась именно перегрузка простенков или колонн и их разрушение в период оттаивания раствора. Поэтому в проектах всегда должно быть указано, какая высота кладки методом замораживания является предельной, какая марка раствора при этом должна быть применена и какими должны быть временные противоаварийные меры.

2.6. С какой целью в проектах многоэтажных каменных зданий следует указывать минимально допустимую прочность раствора на конкретных этажах?

Аварийные ситуации могут возникнуть и тогда, когда с опозданием применяют раствор с противоморозными добавками. Чаще всего это происходит с наступлением осенних холодов. Кладка на теневой стороне здания за день не успевает прогреваться, обычный раствор, не набрав требуемую прочность, «уходит в зиму» и оттаивает весной, когда нагрузка на стены многократно возросла.

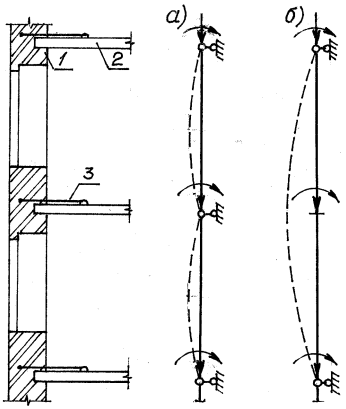
Поэтому проектировщик обязан указать, какая минимально допустимая прочность раствора должна быть на том или ином этаже при выполнении кладки на вышерасположенных этажах.

Приведем условный пример. В 12-этажном здании для стен 1-го этажа принята проектная марка раствора 100, при этом, согласно расчету, по завершении 3-го этажа фактическая прочность раствора на 1-м этаже должна быть не ниже 25 кгс/см^2, по завершении 6-го этажа – не ниже 50 кгс/см^2, а по завершении 9-го – не ниже 75 кгс/см^2.

Для контроля прочности раствора строитель обязан изготовить образцы-кубы раствора, хранить их в одинаковых с кладкой условиях и в соответствующее время проводить их испытания.

2.7. Что произойдет, если перекрытия не связать со стенами анкерами?

Бытует мнение, что анкеровка нужна для того, чтобы предотвратить выдергивание перекрытий из стен и их падение при воздействии случайных неблагоприятных факторов. Сторонники такого взгляда путают причину со следствием.



Расчетная схема несущей каменной стены многоэтажного здания представляет собой многопролетную вертикально ориентированную балку. Опорами балки служат перекрытия, но при условии, что стена связана с ними анкерами (рис. 11,а), поэтому правильнее говорить не «анкеровка перекрытий в стенах», а «анкеровка стен в перекрытиях».

← **Рис 11**
(1 – стена, 2 – перекрытия, 3 – анкеры)

Если анкеры не установлены хотя бы в одном перекрытии, это означает, что пропущена одна опора, пролет балки и ее гибкость возросли вдвое (рис. 11,б). В результате, стена окажется перегруженной. Вот почему анкеровке стен в уровне перекрытий необходимо уделять самое серьезное внимание, памятуя о том, что исправление подобного

дефекта – мероприятие исключительно дорогостоящее как по расходу металла, так и по затратам труда (см. главу 7).

Следует также помнить и о том, что если со стеной анкером связан один конец плиты или балки, то с противоположной стеной должен быть связан и другой конец этой же плиты (балки). Кроме того, анкеры должны располагаться строго перпендикулярно оси стены или под встречными углами и не иметь начальных искривлений. С монтажными петлями их необходимо плотно соединять концевыми крюками, но ни в коем случае не дуговой сваркой (во избежание пережога).

2.8. Почему анкеры нельзя пропускать через каналы в стенах?

Через вентиляционные каналы проходит влажный воздух, который конденсируется на металле и вызывает его коррозию, особенно интенсивную в верхней части каналов, где температура воздуха зимой существенно понижается. Еще опаснее, если анкеры пропущены через дымовые каналы, так как продукты сгорания топлива содержат агрессивные газы.

2.9. В каких случаях нужно армировать места сопряжения простенков с подоконными частями кладки?

В простенках, особенно на первых этажах, нормальные напряжения σ намного выше, чем в подоконной части кладки, ибо простенки несут нагрузку от всех вышележащих этажей, а подоконные части – только от собственного веса и веса одного окна. В местах резкого скачка нормальных напряжений происходит депланация (искривление) горизонтальных сечений и возникают горизонтальные напряже-

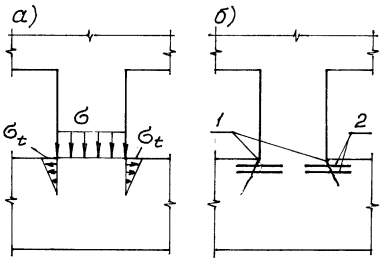


Рис. 12
(1 – трещины, 2 – арматура)

ния σ_t (рис. 12,а) Если они превышают расчетное сопротивление растяжению, то происходит разрыв кладки с образованием вертикальных, иногда наклонных, трещин. Сдержать развитие трещин можно, если установить арматуру поперек ожидаемых трещин в верхних рядах кладки подоконной части. При этом арматура должна быть надежно заанкерена по обе стороны ожидаемых трещин (рис. 12,б).

2.10. Почему нужно армировать места сопряжения продольных и поперечных стен?

Представим себе, что одна стена, например продольная, является несущей, а перпендикулярная ей – самонесущей (рис. 13). В несущей стене нормальные напряжения намного выше, чем в самонесущей, следовательно, велика и разность вертикальных деформаций стен (деформаций укорочения). В результате, происходит депланация сечений (см. предыдущий ответ). Когда разность абсолютных суммарных деформаций, подсчитанных как для свободных, не связанных друг с другом, стен достигает предельных значений, происходит сдвиг несущих стен относительно самонесущих и образуются вертикальные трещины, которые с годами растут.

Во избежание таких последствий следует армировать места сопряжения продольных и поперечных стен в уровне перекрытий, а в зданиях высотой более 5 этажей устраивать арматурные или железобетонные пояса через каждые три этажа. Рекомендуется также более равномерно распределять нагрузки на стены, чередуя направления конструкций перекрытия (на одном этаже продольное, на другом поперечное).

2.11. Почему ширину подошвы фундаментов под самонесущими стенами нужно определять расчетом?

Если проектировщик поленился подсчитать размеры фундаментов под самонесущие стены и назначил ширину подошвы ленточного фундамента «на глазок» с запасом (такую же или чуть меньшую, чем у несущих стен), то основание под самонесущей стеной будет испытывать намного меньшее давление p, а

значит, деформироваться (оседать) меньше, чем под несущей (рис. 14).

Поскольку обе стены перевязаны, самонесущая стена препятствует свободной осадке несущей – происходит «зависание» несущей стены и появляются вызванные им трещины, которые начинаются в нижней части зданий. Возникает именно тот случай, когда можно «испортить кашу маслом», т.е. когда чрезмерный запас идет во вред. Подобное явление может происходить при наличии не только ленточных, но и свайных фундаментов с ленточными ростверками, если не учтены разные нагрузки от стен.

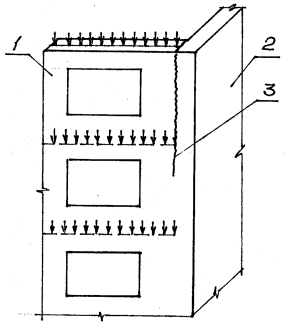


Рис. 13

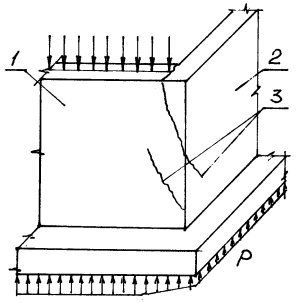


Рис. 14

(1 – несущая стена, 2 – самонесущая стена, 3 – трещины)

Отметим, что упомянутые трещины, как и трещины, вызванные неравномерной нагрузкой на стены (см. предыдущий ответ), не только разрушают отделку, создают продуваемость стен и доставляют неудобства владельцам и обитателям домов. Они представляют и немалую опасность для несущей способности, поскольку, разрывая кладку в ответственных узлах, лишают стены горизонтальных связей между собой, уменьшают устойчивость стен и снижают общую пространственную жесткость зданий. Практикой обследования отмечено немало случаев аварийного состояния подобных зданий, которые потребовали дорогостоящего усиления.

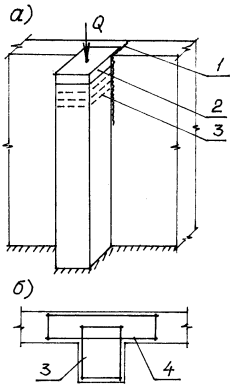
2.12. Как следует армировать сопряжения пилястр со стенами?

Нормативно-справочные источники рекомендуют под опорами ригелей (балок, ферм), а также подкрановых балок устанавливать на пилястры распределительные плиты (опорные подушки) и заводить их в основную стену не менее чем на 120 мм, а кладку под подушками на высоту 1 м армировать сетками (С1 на рис. 15).

Однако при таком решении опорное давление не распределяется на участки стены, примыкающие к пилястре с боков. На этих участках напряжения близки нулю, в то время как напряжения в кладке пилястр под подушками имеют максимальное значение.

В результате, горизонтальное сечение кладки искривляется (происходит депланация), и по границе пилястры со стеной образуются вертикальные трещины, начинающиеся сверху. Они отделяют пилястру от стены и превращают ее на значительном протяжении в отдельно стоящий столб (рис. 15,а). Такой столб испытывает более высокие, чем по расчету, напряжения и обладает существенно большей гибкостью. В сочетании с другими дефектами и повреждениями (недостаточной глубиной опирания конструкций на пилястры, морозным разрушением верхней части кладки и пр.) это нередко приводит к разрушению пилястр и обрушению лежащих на них конструкций.

Поэтому в проектах целесообразно предусматривать такое армирование верхней части пилястр, которое захватывало бы и примыкающие с боков участки стен (сетка С2 на рис. 15,б), а при больших значениях опорных давлений вместо подушек использовать железобетонные пояса.



← **Рис. 15**
(1 – трещина, 2 – подушка, 3 – сетка С1, 4 – сетка С2)

2.13. Где еще может проявить себя депланация сечений?

Депланация может проявить себя в самых неожиданных случаях – например, в трехслойных стенах, у которых наружный слой кладки выполнен с архитектурным декором в виде рустовки (рис. 16, фрагмент вертикального сечения). В местах резкого изменения толщины сечения возникает скачок напряжений, в результате чего образуются трещины.

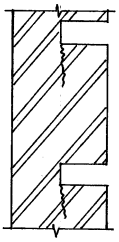


Рис. 16

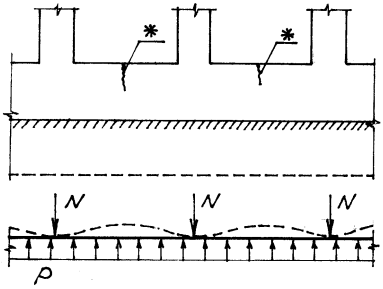


Рис. 17
(* трещины)

2.14. В каких случаях возникают вертикальные трещины в середине длины подоконной части кладки?

Чаще всего возникают на первом этаже бесподвальных зданий на ленточных фундаментах с широкими оконными проемами и узкими несущими простенками. В таких зданиях подоконная часть стены работает подобно многопролетной неразрезной балке, нагрузкой на которую является реактивное давление грунта *p* под подошвой фундамента, а опорами – простенки (рис. 17). В середине пролетов этой балки (т.е. посередине оконных проемов) возникают значительные изгибающие моменты. Растягивая верхнюю часть кладки, они вызывают трещины, о которых забывают проектировщики и которые легко сдержать с помощью горизонтальной арматуры.

При наличии современных вычислительных комплексов проверить напряженное состояние подобных стен труда не составляет. Если такой возможности нет, то можно ограничиться приближенным расчетом – как неразрезной многопролетной

балки, включив в ее сечение подоконную часть стены и ленточный фундамент.

2.15. В каких случаях возникают температурные трещины в стенах?

В общем случае трещины возникают тогда, когда существует препятствие свободным деформациям укорочения при падении температуры воздуха. Таким препятствием чаще всего являются подземные конструкции (фундаменты и стены подвала), испытывающие намного меньший сезонный перепад температуры, чем надземные стены. Поэтому в надземных стенах возникают растягивающие напряжения (тем бóльшие, чем больше перепад температуры), которые и приводят к образованию трещин в ослабленных сечениях – в местах расположения проемов, слабой перевязки швов, плохого заполнения вертикальных швов и т.п. Причем, чем ближе к подземным конструкциям, тем выше напряжения, поэтому трещины начинаются с нижних этажей.

В отапливаемых зданиях температурные трещины, как правило, являются поверхностными и опасности для несущей способности не представляют. Если же трещины в таких зданиях сквозные, то главную причину нужно искать либо в деплана-ции сечений, либо в неравномерных деформациях основания. Сквозные температурные трещины чаще всего образуются в «долгостроях» – в домах, простоявших одну или несколько зим без отопления.

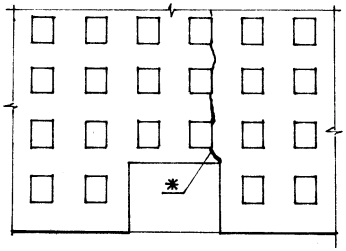


Рис.18 (* трещина)

Наиболее опасные температурные трещины, с шириной раскрытия до нескольких сантиметров, образуются в протяженных зданиях при отсутствии в них деформационных швов. Трещины рассекают продольные стены по наиболее слабым сечениям – в местах расположения внутренних проездов и оконных

проемов (рис. 18). Они ослабляют кладку под опорами балок, плит и перемычек и способны привести к обрушению этих конструкций. Лечение подобных трещин обычными методами – зачеканкой или инъецированием – практически бесполезно (трещины «дышат» при изменении температуры наружного воздуха), а меры по защите помещений от проникающего холода весьма дорогостоящи, не говоря уже о мерах по усилению стен. Как ни редок подобный брак, но в практике проектирования и строительства он, к сожалению, встречается.

Отметим, что температурные трещины могут образоваться также в стенах с протяженными включениями из материалов (бетона, стали), которые имеют коэффициенты линейного расширения, существенно отличающиеся от коэффициента линейного расширения каменной кладки стен.

2.16. Почему трещины в стенах монолитных бескаркасных зданий образуются еще в процессе строительства?

Причина – в температурных деформациях, вызванных термообработкой бетона. В процессе остывания происходят деформации укорочения бетона, которым препятствуют ранее забетонированные участки стен и перекрытий. В результате, в бетоне возникают растягивающие напряжения, которые и приводят к образованию вертикальных или наклонных трещин. Чем больше температурный перепад (особенно велик он при зимнем бетонировании), тем выше напряжения, тем шире раскрываются трещины. К температурным напряжениям добавляются и напряжения от усадки бетона, в связи с чем подобные трещины именуют температурно-усадочными.

Вертикальные трещины образуют линейные шарниры, которые снижают пространственную жесткость здания. Для зданий высотой до 15-17 этажей, как показывает опыт эксплуатации, опасности они, как правило, не представляют, однако при проектировании зданий большей этажности пренебрегать ими не следует. Кроме того, в наружных стенах трещины создают продуваемость, что отрицательно сказывается на их ограждаю-

щих функциях, поэтому наружные стены в монолитных зданиях лучше выполнять навесными или самонесущими.

2.17. Какую ошибку допускают при монтаже балконных плит?

В проектах иногда встречаются решения, когда балконные плиты или плиты лоджий пересекают штрабу деформационного шва (рис. 19,а). В этом случае плиты препятствуют свободной

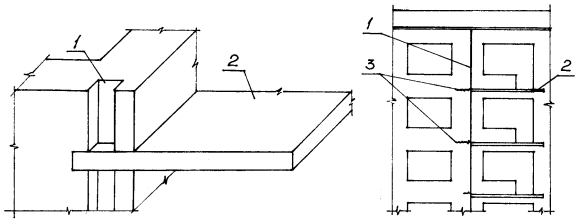


Рис. 19
(1 – штраба, 2 – балконные плиты, 3 – трещины)

осадке следующей секции (блоку) здания, т.е. препятствуют взаимному смещению смежных секций. Тогда наружные стены секции, возводимой позднее, «зависают» на выступающих участках балконных плит и происходит отрыв кладки по горизонтальным швам (рис. 19,б). А поскольку наибольшая суммарная разность деформаций накапливается вверху здания, то самые большие трещины образуются обычно на верхних этажах.

2.18. Для чего в стенах устраивают армокаменные или железобетонные пояса?

Как известно, каменная кладка обладает намного меньшей прочностью при растяжении, чем при сжатии. Если стена, подобно балке, изгибается в своей плоскости (а это всегда происходит при неравномерных деформациях основания), то в растянутой зоне образуются трещины, ширина раскрытия которых может достигать нескольких сантиметров. Наиболее часто подобные трещины наблюдаются в продольных стенах зданий.

Вызвано это не только протяженностью самих стен, но и еще одним обстоятельством. В большинстве многоэтажных зданий плиты перекрытий ориентированы в поперечном направлении, опираются они на продольные стены и связываются с ними анкерами (вопрос 2.7). Иными словами, поперек здания образуются горизонтальные связи, препятствующие развитию возможных трещин в поперечных стенах, а вдоль они отсутствуют.

Роль таких связей и могут выполнять армокаменные или железобетонные пояса. Поскольку будущий характер неравномерных деформаций основания заранее не известен, не известно и положение растянутой зоны – вверху или внизу стен. Поэтому пояса целесообразно устанавливать, как минимум, в двух местах по высоте: под перекрытием подвала и под перекрытием верхнего этажа. Особенно желательны пояса в зданиях с высокими помещениями – производственных корпусах, зрительных, выставочных, молельных залах и т.п.

Напомним попутно, что пояса являются эффективным средством уменьшения негативных последствий депланации сечений при разной нагруженности стен (вопрос 2.10) и обязательным средством обеспечения сейсмостойкости зданий, что для многих регионов России становится все более насущной задачей.

2.19. К чему может привести устройство новых проемов в существующих стенах подвала?

Новые проемы уменьшают длину существующих стен, а вместе с ней – и длину передачи нагрузки от здания на фундамент, и приводят к увеличению давления p на грунт основания. Но увеличенное давление передается неравномерно, его максимальные значения находятся у краев проемов (рис. 20) – здесь грунт будет деформироваться (проседать) больше, чем в других местах. Чем больше ширина проемов, тем больше величина деформаций основания и тем больше их неравномерность, особенно, если фундаменты выполнены не монолитными, а из сборных железобетонных подушек. В результате этого возни-

кают трещины в стенах (свод обрушения), перекосы конструкций перекрытий и прочие повреждения.

Перепланировка подвалов существующих зданий для нужд предприятий торговли и сферы обслуживания приобрела с середины 1990-х годов массовый характер. Однако указанное выше обстоятельство проектировщики учитывают далеко не всегда, ограничиваясь подведением перемычек в новых проемах да иногда усилением ослабленных простенков, в то время как зачастую требуется и усиление фундаментов или оснований.

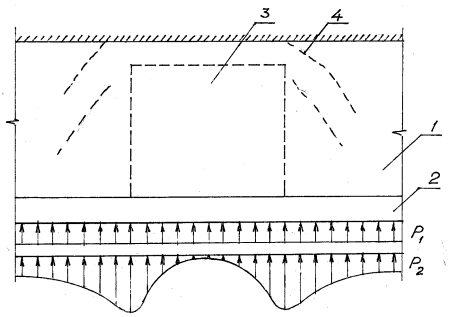


Рис. 20
(1 –стена, 2 – фундамент, 3 – проем, 4 – трещины, p_1 – давление до устройства проема, p_2 – то же, после устройства)

Встречаются решения, когда для выравнивания давления используют стальные балки, устанавливаемые поверху фундамента, но мера эта практически бесполезна, так как деформации фундамента определяются не прочностью, а жесткостью, по сравнению с которой жесткость стальных балок ничтожно мала.

2.20. Чем опасно устройство новых дверных проемов в существующих несущих стенах панельных зданий?

Несущая способность стен панельных зданий определяется, как правило, не прочностью панелей, а прочностью платформенных стыков (горизонтальных швов). В свою очередь, прочность стыков зависит от прочности раствора и от качества монтажа – толщины шва, соосности стеновых панелей, глубины опирания плит перекрытий и т.д. (см. вопрос 3.26).

При устройстве нового проема площадь стыка уменьшается, а давление на оставшуюся часть резко возрастает – тем больше, чем ниже этаж, где находится ослабленная панель, чем выше само здание и чем шире новый проем. Возросшее давление может привести к раздавливанию шва, чрезмерным дефор-

мациям и напряжениям в конструкциях и, в итоге, к аварийному состоянию здания.

Поэтому прежде чем устраивать новые проемы, необходимо провести тщательное обследование платформенных стыков и выполнить все требуемые расчеты, включая и расчет жесткости здания, с учетом реального качества монтажа.

2.21. Что нужно учитывать при проектировании каменных перемычек?

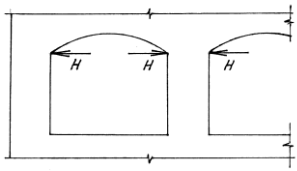


Рис. 21

Нужно учитывать воздействие горизонтальных опорных реакций – распора *H* (рис. 21). В промежуточных простенках распор целиком или частично уравновешивается. Крайние (угловые) простенки воспринимают распор полностью, а это – дополнительный изгибающий момент и сдвигающая сила в неперевязанном сечении. Не учет этих факторов зачастую приводит к аварийному состоянию угловых простенков, особенно узких.

2.22. Какой недостаток у невентилируемыых трехслойных стеновых панелей?

В таких панелях пары воздуха, проникающие из теплых помещений через внутренний (несущий) слой бетона, оседают в промежуточном слое утеплителя. Поскольку утеплитель лишен возможности проветривания, с годами он накапливает влагу и утрачивает свои теплозащитные свойства, что неизбежно приводит к промерзанию стен. Если утеплитель обладает малой водоудерживающей способностью, конденсированная вода будет накапливаться в его нижней части, где промерзание стен будет особенно интенсивным.

Известны случаи, когда через просверленные во внутреннем слое отверстия (изнутри помещений) выливалось большое количество конденсатной воды, скопившейся за годы эксплуатации внутри панелей. В этом отношении более удачным решением являются наружные ненесущие однослойные панели из

легких материалов, обладающие высокими теплоизоляционными свойствами, что подтверждается, например, длительным опытом эксплуатации зданий с наружными газобетонными панелями.

2.23. Какие недостатки у трехслойных каменных стен?

Трехслойные стены состоят из внутреннего несущего слоя кладки (поз. 1 на рис. 22), утеплителя (поз. 2), воздушного зазора (поз. 3) и относительно тонкого наружного самонесущего слоя кладки (поз. 4). Наружный и внутренний слои соединяются между собой гибкими связями (поз. 5) из оцинкованной стали или из стеклопластика. По замыслу проектировщиков, утеплитель – он состоит из минераловатных или пенополистирольных плит – должен устанавливаться в два слоя внахлестку и плотно закрепляться на несущем слое кладки.

Однако качественно осуществить такое решение без наружных лесов практически невозможно. Между несущим слоем и утеплителем образуются зазоры, а в утеплителе – щели, в результате чего стены промерзают, воздух из теплых помещений проникает в полость стены, влага конденсируется на внутренней (невидимой) холодной поверхности наружного слоя и со временем приводит к морозному разрушению кладки этого слоя – начиная с верхней части, куда поднимается паровоздушная смесь. Имеется много случаев разрушения кладки наружного слоя и выпадения камней, поэтому в ряде регионов России проектирование и строительство зданий с такими стенами прекращено.

Трехслойные стены можно выполнить качественно, если утепление и кладку наружного слоя вести снаружи, но тогда потребуются очень мощные леса, способные воспринимать нагрузку от поддонов с кирпичом и ящиков с раствором. В таком случае проще и дешевле устраивать вентилируемые фасады из легких панелей на металлическом каркасе. Да и ремонтно-восстановительные работы таких стен выполнять намного проще.

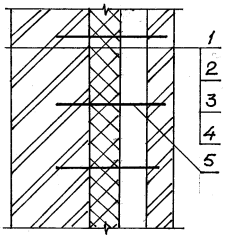


Рис. 22

2.24. Почему в двухслойных стенах легкий слой лучше располагать снаружи?

Встречаются решения, когда слой из легкого теплозащитного материала (например, газобетонных камней) располагают внутри, а из более тяжелого (например, кирпича) – снаружи, полагая, что такой наружный слой надежнее защищает стены от атмосферных осадков. Это, конечно, так. Однако авторы подобных решений забывают о двух обстоятельствах. Во-первых, более плотный наружный слой обладает меньшей паропроницаемостью и служит своего рода пароизоляцией для внутреннего слоя, т.е. стена плохо «дышит». В результате, конденсатная влага накапливается во внутреннем слое, снижает его термическое сопротивление и со временем вызывает промерзание стен. Во-вторых, внутренний слой становится несущим (на него опираются конструкции перекрытий) и испытывает намного бóльшие напряжения, чем наружный. Учитывая, что и модуль деформаций внутреннего слоя меньше, чем наружного, возникает большая разность деформаций слоев, что может привести к расслоению стены. Поэтому утепляющий слой лучше располагать снаружи, а для его защиты от атмосферных осадков применять специальные покрытия.

Глава 3
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

3.1.Как влияет уменьшение высоты сечения балок и плит на их прочность?

Прочность нормальных сечений определяется моментом внутренней пары равнодействующих сил – растягивающей N_s в арматуре и сжимающей N_b в бетоне (и в сжатой арматуре, если таковая имеется). Величина момента зависит как от величин самих сил, так и от расстояния (плеча) z между ними (рис. 23). Чем меньше плечо, тем меньше внутренний момент, тем меньше прочность сечения. Понятно, что уменьшение высоты сечения уменьшает и плечо вместе с прочностью. Причем плечо уменьшается даже быстрее, чем высота.

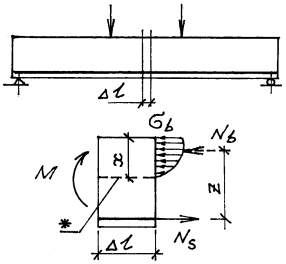


Рис. 23
(* нейтральная ось)

К этому обстоятельству следует относиться со всей ответственностью, особенно при зимнем бетонировании плит перекрытий, когда резко возрастает риск размораживания поверхностных слоев бетона, выключения их из работы и уменьшения рабочей высоты сечения. Например, у плиты толщиной 120 мм уменьшение толщины всего на 10 мм снижает несущую способность на 10% и более.

С другой стороны, увеличение высоты сечения, хотя и повышает несущую способность, но одновременно увеличивает собственный вес конструкций, а это – дополнительная нагрузка на колонны, стены и фундаменты. Отмечено немало случаев, когда увеличение собственного веса плит покрытий и перекрытий являлось одной из причин аварийного состояния расположенных ниже конструкций.

3.2. Как влияет изменение прочности бетона на прочность балок и плит?

Всё зависит от степени продольного армирования, которое характеризуется высотой сжатой зоны x (рис. 23). При «слабом» армировании, когда x меньше граничного значения x_R (его определяют расчетом или по таблицам справочников), влияние изменения прочности бетона невелико. При повышении класса бетона вдвое прочность нормальных прямоугольных сечений при изгибе увеличивается не более чем на 25% (а прочность, например, пустотных и ребристых плит, которые имеют тавровое сечение с полкой в сжатой зоне, – всего на 10%).

При «нормальном» армировании (когда $x = x_R$) влияние прочности бетона сильнее: повышение класса бетона вдвое повышает прочность конструкций на 25…30%.

Самое большое влияние оказывает прочность бетона при «сильном» армировании (когда $x > x_R$). Хотя Нормы и не рекомендуют проектировать конструкции подобного типа, но эту рекомендацию не всегда удается соблюдать – например, когда армирование определяется не прочностью, а трещиностойкостью или жесткостью конструкции. Подобные конструкции (в основном, балки) особенно часто встречаются в зданиях и сооружениях, построенных до 1980-х годов.

Из всего сказанного следует, что для монолитных перекрытий, которые относятся к типу «слабо» или «нормально» армированных, высокопрочные бетоны большой пользы не принесут (как правило, достаточно бетона классов В15…В25). Но из сказанного вовсе не следует, что можно безболезненно снижать прочность бетона по сравнению с проектной – это приведет к резкому снижению жесткости и трещиностойкости, особенно у преднапряженных конструкций (у тех же пустотных и ребристых плит).

3.3. Как влияет изменение положения продольной рабочей арматуры на прочность балок и плит?

Если продольную растянутую арматуру сдвинуть ближе к нейтральной оси, т.е. защитный слой бетона увеличить, то плечо

внутренней пары сил уменьшится, а вместе с ним снизится и прочность нормальных сечений (вопрос 3.1).

Если защитный слой уменьшить, то прочность возрастет. Однако уменьшение защитного слоя имеет другие, крайне негативные последствия. Оно приводит к образованию усадочных трещин на поверхности бетона (часто едва заметных), через которые паро-воздушная смесь или агрессивные газы проникают к поверхности арматуры и вызывают коррозию металла. Продукты же коррозии (ржавчина) занимают больший объем, чем сталь, распирают бетон изнутри и, в конце концов, приводят к обрушению защитного слоя бетона. В результате оголения арматуры теряется ее сцепление с бетоном и происходит дополнительное снижение несущей способности конструкции. Кроме того, уменьшение и, тем более, разрушение защитного слоя приводит к снижению огнестойкости конструкций. Поэтому арматуру необходимо устанавливать строго по проекту, не превышая допустимых Нормами отклонений.

3.4. Всегда ли «эквивалентная» замена арматуры является эквивалентной?

Далеко не всегда. Например, если в изгибаемой конструкции заменить два растянутых стержня малого диаметра одним стержнем того же класса большого диаметра, равным по площади сечения, то может заметно снизиться трещиностойкость. Снижение трещиностойкости происходит потому, что ухудшается сцепление арматуры с бетоном, т.к. удельная площадь сцепления уменьшается с увеличением диаметра стержня.

Кроме того, при использовании стержней большего диаметра их центр тяжести перемещается в сторону нейтральной оси, а если учесть необходимость увеличения при этом защитного слоя бетона, то перемещение будет еще бóльшим. Все это приведет к уменьшению плеча внутренней пары сил и соответствующему снижению прочности.

Похожие последствия от подобной замены будут и в колоннах, нагруженных с большим эксцентриситетом. С другой стороны, замена в колоннах продольных стержней большого диа-

метра стержнями малого потребует установки дополнительных поперечных стержней (см. вопрос 3.14). Как видно из приведенного, в любом случае замену нельзя выполнять механически, без учета возможных последствий.

3.5. Какие ошибки допускают при армировании опорных участков изгибаемых элементов?

Слишком редкий шаг поперечных стержней (хомутов) может привести к тому, что опасная наклонная трещина пройдет между хомутами, последние в работу не будут вовлечены (рис. 24,а) и прочность опорных участков резко снизится. Подобное часто происходит тогда, когда хомуты проектного диаметра заменяют хомутами большего диаметра, одновременно увеличивая их шаг. К такому же результату может привести и большое удаление первого хомута от опоры (рис. 24,б).

Еще одной причиной низкой прочности опорных участков может явиться некачественная приварка хомутов к продольным стержням (непровар или пережог более тонких стержней). Это приводит к разрыву сварных соединений, резкому ухудшению анкеровки хомутов и выдергиванию их из бетона. (Подобного недостатка, кстати, лишены вязаные каркасы, хомуты которых огибают продольные стержни и за счет этого надежно заанкериваются в бетоне.)

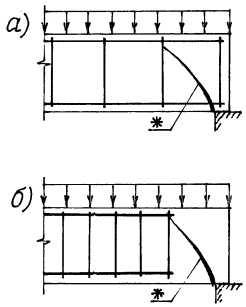


Рис. 24
(* наклонная трещина)

В преднапряженных конструкциях важными причинами снижения прочности опорных участков являются также уменьшение силы предварительного обжатия и снижение передаточной прочности бетона.

Особенно опасны случаи, когда концы продольной рабочей арматуры не заведены за грань опоры. Случаи эти чреваты обрушением конструкций, а возникают они обычно тогда, когда одновременно допущены два дефекта: один – изготовителями

конструкции (неправильное армирование), другой – строителями (недостаточная глубина опирания).

3.6. К чему приводит неправильная перевозка и складирование сборных железобетонных конструкций?

При неправильной перевозке и складировании в конструкциях возникают такие усилия от собственного веса, на которые они не рассчитаны. Например, если подкладки под балками или плитами расположены далеко от торцов (дальше мест, обозначенных на чертежах конструкции), то в нормальных сечениях возникают большие изгибающие моменты отрицательного знака, растягивающие верхнюю грань, где армирование мало́ или вообще отсутствует. Это может привести не только к образованию больших трещин у верхней грани, но и к излому (разрушению) изделия.

Даже если излома не произойдет, то чрезмерно раскрывшиеся у верхней грани трещины могут не закрыться при действии эксплуатационной нагрузки, а это неизбежно снизит не только трещиностойкость, но и прочность нормальных сечений. Особенно «капризны» в этом отношении преднапряженные конструкции, у которых к моменту от собственного веса M_W добавляется момент от силы предварительного обжатия M_p, тоже отрицательного знака (рис. 25,а).

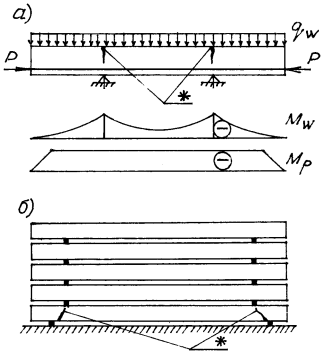


Рис. 25
(* места излома)

Повредить сборные изделия можно и не сильно удаляя подкладки от торцов. Достаточно, например, при штабелевании плит расположить подкладки не строго друг под другом, а со смещением. Тогда произойдет разрушение нижних изделий, не рассчитанных на столь большие усилия (рис. 25,б).

3.7. Почему расположение технологических швов в монолитных плитах перекрытий следует указывать в проекте?

Технологические (рабочие) швы создают, по существу, сквозные вертикальные трещины в плитах, т.е. бетон в таких сечениях практически полностью выключается из работы, и расчетные усилия воспринимаются одной продольной арматурой. Изгибающие моменты M в нормальных сечениях одна продольная арматура воспринимать в состоянии, если в сжатой зоне установить такую же арматуру, как в растянутой, т.е. создать сечение с симметричным армированием. Тогда прочность при изгибе составит $M_u = N_s'z$, где N_s' – предельное усилие в сжатой арматуре (та же схема, что на рис. 23, если N_b заменить на N_s').

Поперечные же силы Q воспринимаются сжатой зоной бетона (Q_b), который в шве, как сказано выше, выключен из работы, и поперечной арматурой (Q_{sw}), которая в работе тоже не участвует, поскольку шов не пересекает (вопрос. 3.5). Правда, часть поперечной силы за счет нагельной работы воспринимает продольная арматура (точнее сказать, защитные слои бетона, работающие на отрыв), но эта часть очень мала, и в расчетах ее не учитывают.

Из приведенного следует, что швы нужно располагать в сечениях с минимальными значениями Q, а вовсе не вблизи опор, как иногда делают строители. Однако расчетными значениями усилий владеют проектировщики – они и должны указывать места расположения технологических швов. Вообще же, нужно стремиться бетонировать каждое перекрытие без перерывов или совмещать рабочие швы с деформационными.

3.8. От чего зависит прочность монолитного бетона?

Прочность бетона зависит не только от его состава и технологии приготовления, но и от качества уплотнения, а зимой – и от качества прогрева. При плохом уплотнении прочность может снизиться в несколько раз. Плохо уплотненный бетон имеет много пор, раковин и каверн, у него снижается не только прочность (за счет уменьшения реальной площади сечения и концен-

трации напряжений), но также водонепроницаемость и морозостойкость, он не в состоянии надежно защитить арматуру от коррозии. Некачественное уплотнение бетона чаще всего встречается в тех участках конструкций, где наибольшее насыщение арматурой или закладными деталями, в узлах соединения сборных или сборно-монолитных конструктивных элементов, в столбчатых фундаментах, свайных ростверках и колоннах (вопрос 3.10). Зачастую именно этот дефект является причиной аварийного состояния конструкций и зданий. Снижает прочность бетона также и негерметичная опалубка, через щели в которой вытекает цементное молоко

Надо указать и еще на один брак, который иногда допускают строители. С целью облегчения укладки бетонной смеси они добавляют в нее воду, т.е. увеличивают водоцементное отношение. Подобная «пластификация» резко увеличивает усадочные деформации бетона, а главное – снижает его прочность (степень снижения зависит от количества добавляемой воды).

3.9. Что нужно учитывать при зимнем бетонировании?

При зимнем бетонировании наряду с применением смесей с противоморозными добавками широко используют и электропрогрев уложенного бетона. Независимо от способов зимнего бетонирования, нужно иметь в виду, что бетон до замерзания должен успеть набрать так называемую критическую прочность, в противном случае проектной прочности после оттаивания он не наберет. Величина критической прочности выражается в процентах от проектной прочности. Для бетона без противоморозных добавок класса до В10 включительно она составляет 50%, до В25 – 40 %, от В30 и выше – 30%, а для бетона с противоморозными добавками к моменту его охлаждения до температуры, на которую рассчитаны добавки, – не менее 20%.

Наиболее часто слабая прочность имеет место в тех случаях, когда монолитный бетон контактирует с холодными массивными телами: при обетонировании стыков сборных конструкций (вопросы 1.9, 3.16) и в узлах сборно-монолитных конструкций (вопрос 1.13).

3.10. Как влияет снижение прочности бетона на несущую способность колонн?

Многое зависит от того, как приложены усилия к колонне. Если сжимающая сила приложена с малым эксцентриситетом (обычно, это колонны многоэтажных связевых каркасных зданий, внутренние колонны многопролетных одноэтажных зданий и ряд др.), то в таких колоннах всё или почти всё сечение сжато, и прочность бетона используется максимально (рис. 26,а). Здесь снижение прочности бетона, по существу, равнозначно снижению несущей способности самих колонн (за вычетом несущей способности продольной арматуры).

Если сжимающая сила приложена с большим эксцентриситетом (крайние колонны одноэтажных зданий с мостовыми кранами, колонны крановых эстакад и др.), то в нормальных сечениях образуется значительная растянутая зона и в работу вступает растянутая арматура *S* (рис. 26,б). Поэтому несущая способность колонн определяется моментом внутренней пары сил, плечо *z* которой зависит и от прочности бетона. Однако зависимость эта – не прямая, и влияние прочности бетона на несущую способность колонн не столь велико, как у колонн первого типа, но всё же больше, чем у изгибаемых конструкций. Очевидно, что контролю прочности бетона при изготовлении колонн следует уделять особо пристальное внимание.

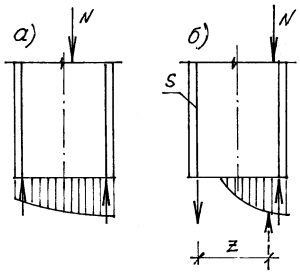


Рис. 26

Сборные колонны могут оказаться в аварийном состоянии и тогда, когда зимой, вскоре после термообработки, они были вывезены из цеха на открытый воздух и смонтированы на объекте при низкой отпускной прочности бетона. Зимой бетон не в состоянии набрать проектную прочность, и если монтаж здания ведется ускоренными темпами, то несущая способность колонн может оказаться недостаточной для восприятия расчетных нагрузок в момент оттаивания бетона.

3.11. Что нужно учитывать при бетонировании узлов монолитных многоэтажных каркасных зданий?

Потребная прочность бетона колонн возрастает по мере увеличения этажности здания, в то время как прочность бетона перекрытий от количества этажей почти не зависит. Если бетонировать перекрытие (например, из бетона класса В20) поверху ранее забетонированных колонн (например, из бетона класса В40), то окажутся ослабленными самые ответственные узлы – сопряжение перекрытий с колоннами (вопрос 1.13). Поэтому колонны следует бетонировать до отметки верха перекрытия, что необходимо указывать на чертежах. Правда, бетон высокой прочности при этом заполняет прилегающие участки перекрытия, что ведет к некоторому удорожанию, но удорожание это оправданно, и оно должно быть учтено в смете затрат.

3.12. Почему монолитные колонны необходимо бетонировать с послойным уплотнением бетона?

При непрерывном бетонировании даже литой бетонной смесью весь воздух не успевает выйти из опалубки и в теле колонны образуются многочисленные пустоты, раковины, каверны, которые снижают несущую способность колонн (вопрос 3.8). Всего 1% воздуха, оставшегося в бетоне, снижает его прочность на 3…5%. В равной степени это относится к любым высоким элементам. Чтобы исключить подобные последствия, Нормы предписывают уплотнять бетон послойно, причем высота каждого слоя не должна превышать 1,25 длины рабочего органа вибратора (вибробулавы).

Непрерывное бетонирование без промежуточного уплотнения возможно только при использовании самоуплотняющейся бетонной смеси (СУБ). Такую смесь можно получить при особом подборе заполнителей и введении специальных пластификаторов и иных добавок. Все это, как и само слово «самоуплотняющийся», должно быть указано в документе о качестве бетонной смеси (техническом паспорте).

3.13. Как влияет изменение положения рабочей арматуры на несущую способность колонн?

При сжатии с малыми эксцентриситетами увеличение или уменьшение защитного слоя оказывает не столь большое влияние на несущую способность колонн, как при сжатии с большими эксцентриситетами. Опасность, правда, представляет несимметричное (направленное в одну сторону) смещение продольных стержней, в результате чего смещается центр тяжести всего сечения (ось колонны). Тогда при действии внешней нагрузки возникает дополнительный эксцентриситет, а вместе с ним и дополнительный изгибающий момент, вызывающий в нормальном сечении колонны дополнительные напряжения.

При сжатии с большими эксцентриситетами изменение положения рабочей арматуры непосредственно влияет на плечо внутренней пары сил, а значит, и на несущую способность – при увеличении защитного слоя уменьшает её, а при уменьшении увеличивает. Однако уменьшение защитного слоя, как отмечено выше (вопрос 3.3), чревато коррозией арматуры и снижением огнестойкости конструкций.

3.14. Что может произойти, если поперечная арматура в колоннах установлена редко?

Разрушение сжатого бетона (как и любого другого материала) происходит в результате его поперечных деформаций. Под их влиянием продольная арматура стремится выпучиться наружу, т.е. потерять устойчивость. Этому препятствует поперечная арматура, которая должна устанавливаться в каркасах с шагом, равным не более 15-ти диаметров продольных стержней. Если ее установить реже (или приварить к продольной арматуре некачественно), то произойдет преждевременная потеря устойчивости продольной арматуры, а вместе с ней и преждевременное разрушение колонны (рис. 27). В равной мере это относится к арматуре сжатых стержней ферм и к сжатой арматуре балок.

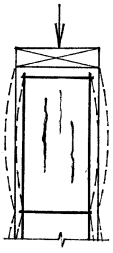


Рис. 27

3.15. Отчего происходит раскалывание оголовков сборных колонн?

Причиной являются чрезмерные напряжения смятия в бетоне, возникающие при передаче нагрузки через небольшую площадь (центрирующие прокладки, торцевые ребра стальных балок и т.п.). Повысить сопротивление бетона смятию можно с помощью сеток косвенного армирования, устанавливаемых в оголовках колонн, а снизить напряжения смятия можно с помощью толстых стальных пластин с анкерами (распределительных плит), устанавливаемых взамен обычных закладных деталей. В любом случае принимаемое конструктивное решение необходимо проверять расчетом, ибо показанная на рис. 28 схема разрушения колонны – не плод фантазии, а факт, неоднократно имевший место в действительности.

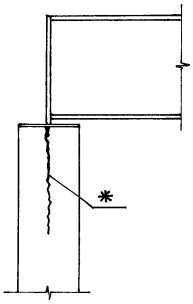


Рис. 28
(* трещина)

3.16. Чем опасно некачественное обетонирование выпусков арматуры в стыках колонн?

Выпуски арматуры размещаются в выемках, которые ослабляют поперечное сечение колонн (рис. 29). После сварки арматурных стержней выемки заделывают бетоном, чтобы не только защитить арматуру от коррозии, но, главным образом, чтобы восстановить полное расчетное сечение колонны.

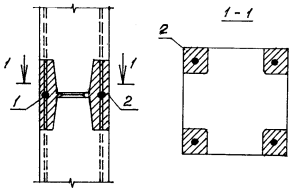


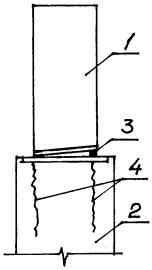
Рис. 29
(1– сварка выпусков арматуры, 2– монолитный бетон)

При некачественном обетонировании – низкой прочности бетона, плохом его уплотнении или слабом зимнем прогреве – нагрузка в стыке воспринимается не всем сечением, а только его частью, что вызывает чрезмерно высокие напряжения, приводит к раз-

давливанию бетона колонн вблизи стыка (обычно, уже в процессе эксплуатации здания) и аварийному состоянию конструкций. Устранение этого опасного дефекта – мероприятие весьма дорогостоящее. Между тем проконтролировать качество обетонирования достаточно легко в процессе строительства (даже по звуку от ударов молотка), да и устранить этот дефект в строящемся здании намного проще, чем в эксплуатируемом.

3.17. Чем опасен перекос закладных деталей соединяемых конструкций?

При перекосе закладных деталей опирание верхней конструкции становится неустойчивым. Во избежание этого, монтажники устанавливают дополнительные прокладки, которые обычно выполняют из арматурных стержней или узких пластин. В итоге, нагрузка передается по небольшой площади, что вызывает значительные местные напряжения сжатия (смятия) и образование трещин раскалывания (рис. 30). Конечно, подобные изделия следует считать браком и возвращать их на завод-изготовитель. Если по каким-то причинам бракованные конструкции приходится монтировать, то прокладки нужно выполнять таким образом (например, из клиновидных или набора тонких пластин), чтобы обеспечить равномерное распределение опорного давления.



← **Рис. 30**
(1 – ригель (балка, ферма), 2 – колонна, 3 – прокладка, 4 – трещины)

3.18. Почему не следует надолго откладывать заделку раствором отверстий в пустотных плитах у монтажных петель?

Если отверстия не заделаны, то в них попадает дождевая вода, накапливается в пустотах, через усадочные трещины проникает к рабочей арматуре и вызывает ее коррозию, а при замерзании разрывает бетон нижней полки. Особенно сильно этот процесс проявляется при затяжном строительстве и часто приводит к необходимости дорогостоящего усиления плит.

3.19. Чем опасны подвесные потолки?

Опасны тем, что они закрывают доступ для осмотра конструкций перекрытий и покрытий и создают, тем самым, препятствие для принятия своевременных профилактических или противоаварийных мер. Если съемные потолки (типа «армстронг») позволяют осматривать несущие конструкции хотя бы небольшими участками, то несъемные лишают и этой возможности. Кроме того, крепежные детали подвески потолков нарушают целостность конструктивных элементов. (Здесь речь не идет о тех случаях, когда имеется межферменное пространство, достаточное для осмотра несущих конструкций.) Следовательно, подвесные потолки косвенно снижают долговечность несущих конструкций перекрытий и покрытий, что должны учитывать проектировщики. В связи с этим можно порекомендовать: при устройстве несъемных потолков предусматривать дополнительный резерв несущей способности конструкций перекрытий и покрытий не менее 20%, а при устройстве съемных – не менее 10%.

3.20. Что произойдет, если концы пустот в плитах перекрытий не заделать бетоном?

В горизонтальном сечении железобетонных плит перекрытий пустоты составляют около 80% и лишь 20% остается ребрам, которые и испытывают давление вышележащей каменной кладки. Если давление превысит несущую способность ребер, произойдет их раздавливание – явление не столь уж редкое в практике строительства. Чтобы увеличить площадь горизонтального сечения, концы пустот заделывают бетонными пробками. В 1-2-этажных жилых каменных зданиях пустоты можно не заделывать. При большем числе этажей рёбра плит следует проверять расчетом на сжатие, по результатам которого и принимать решение – заделывать бетоном пустоты или нет.

3.21. Чем опасны зазоры между нижней плоскостью плит перекрытий и кладкой смежной стены?

Для смягчения последствий депланации сечений при разной нагрузке на смежные стены (вопросы 2.9, 2.10) некоторые источники рекомендуют заводить боковые грани плит перекрытий в кладку менее нагруженных стен на глубину 80…100 мм. Однако такая мера может принести больше вреда, чем пользы, поскольку слой раствора на эти стены перед монтажом плит, как правило, не расстилают, в результате чего между нижней плоскостью плиты и кладкой образуется зазор (горизонтальная щель). Зазор этот опасен, во-первых, тем, что плита, получив возможность свободно деформироваться, испытывает большие изгибающие и крутящие моменты от веса вышележащей кладки стены (рис. 31), что может привести к образованию в плите опасных трещин и даже разрушению. Во-вторых, происходит существенное ослабление сечения стены, что может привести к ее перегрузке (даже если стена самонесущая).

Если плиты все-таки оказались заведенными в стену, то во избежание аварийных последствий необходимо образовавшиеся зазоры тщательно зачеканивать цементным раствором марки не ниже 100, а при высоте зазора более 20 мм – бетоном класса не ниже В7,5 (в крайнем случае, цементным раствором с добавлением мелкого щебня). Лучше же всего подобные решения в проекты не закладывать, а для устранения негативных последствий депланации предусматривать другие меры.

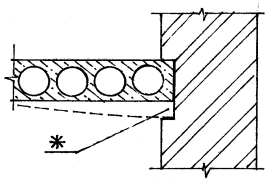


Рис. 31 (* щель)

3.22. К чему может привести пробивка отверстий в плитах перекрытий?

Для пропуска вертикальных коммуникаций в перекрытиях устраивают отверстия. В тех случаях, когда коммуникации (например, стояки отопления) располагаются вблизи торцов плит, пробивка отверстий перфораторами опасности, как правило, не представляет. Если же отверстия располагаются в средней части пролета (чаще всего это бывает в санузлах, где совместно проходят стояки канализации, холодного и горячего водоснаб-

жения), то в проекте необходимо предусматривать либо монолитные вставки, либо специальные сборные плиты с отверстиями. Первое невыгодно строителям, так как требует устройства опалубки и организации поставок бетонной смеси мелкими партиями, второе невыгодно проектировщикам, так как требует выполнения дополнительных расчетов и чертежей.

Поэтому часто в проектах закладывают решения, предусматривающие устройство отверстий в сборных плитах самими строителями, с сопровождением «благих пожеланий» о том, чтобы отверстия не пробивались перфораторами, а просверливались, и чтобы при этом не повреждались ребра и арматура. Фактически же на многих объектах отверстия устраивают так, что затем требуется серьезное усиление ослабленных плит, и обходится оно намного дороже, чем устройство монолитных вставок или изготовление сборных плит с отверстиями.

3.23. Почему нельзя более 100 суток хранить предварительно напряженные железобетонные изделия?

Хранить, конечно, можно, но применять под проектные нагрузки после столь длительного хранения можно далеко не всегда. Если изделия в течение 100 суток после изготовления не были смонтированы и нагружены полезной нагрузкой, то потери напряжений в арматуре вследствие усадки и ползучести бетона превысят расчетные значения (формулы потерь в Нормах даны исходя из возраста именно 100 суток), а жесткость и трещиностойкость конструкций уменьшатся по сравнению с проектными. Определить, нужно ли снижать нормативные (допустимые эксплуатационные) нагрузки, а если нужно, то на сколько, можно только перерасчетом сечений на основе фактического возраста конструктивных элементов. Причем не обязательно изделие должно долго пролежать на складе. Результат будет тот же, если оно будет вовремя смонтировано, но долго не нагружено полезной нагрузкой (чаще других это случается с плитами перекрытий).

Неучет данного обстоятельства иногда приводит к чрезмерным прогибам, недопустимому раскрытию трещин и, как след-

ствие, к необходимости усиления конструкций. Степень снижения трещиностойкости зависит от величины напряжений в бетоне в момент обжатия, от передаточной прочности бетона, от величины предварительного напряжения арматуры, от способа ее натяжения и от возраста конструкций, поэтому у разных конструкций она разная. Для пустотных плит перекрытий ориентировочные цифры таковы: при хранении в ненагруженном состоянии в течение полугода трещиностойкость снижается на 8…11%, в течение года – на 13…17%, в течение двух лет – на 18…22%.

3.24. К чему может привести укладка бетона фундаментов на прослойки льда?

При таянии льда под подошвой фундамента образуются пустоты, и давление на грунт становится неравномерным (рис. 32). Неравномерность давления приводит к неравномерным деформациям основания и к возникновению изгибающих моментов в фундаментной подушке (плите) – тем бóльших, чем больше толщина и площадь поверхности льда. В результате образуются трещины не только в самом фундаменте, но и в стенах. Данный дефект чаще всего встречается в зданиях, работы по устройству фундаментов которых проводились поздней осенью.

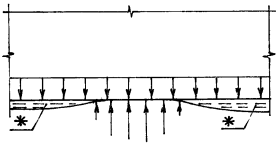


Рис. 32
(* лед)

3.25. К чему может привести укладка бетона ростверков на неочищенную поверхность свай?

Когда между обрубкой голов свай и бетонированием ростверка возникает длительный перерыв в работе, на поверхности свай может накопиться грязь или мусор. Если поверхность не очистить, то под действием нагрузки от стен или колонн ростверк со временем просядет относительно свай, причем просядет неравномерно, а это приведет к образованию трещин в ростверке (и даже его разрушению), последующему образованию опас-

ных трещин в стенах, перекосу колонн и т.д.. Тот же результат может получиться, если головы свай не очищены ото льда или снега.

3.26. Как влияют дефекты монтажа на несущую способность стыков крупнопанельных зданий?

При снижении марки раствора со 100 до 50 прочность платформенных стыков уменьшается на 10%, а при снижении марки до 25 – на 30%. При уменьшении длины (глубины) опирания плит перекрытия с 70 до 50 мм прочность стыков снижается на 25…30%. При утолщении растворных швов с 20 до 50 мм прочность снижается на 20%. При эксцентриситете приложения нагрузки от вышерасположенных стен, равном 35 мм (несоосность стеновых панелей), прочность снижается более чем на 30%. Подобные дефекты (к сожалению, не столь редкие в строительной практике) вызывают неравномерные деформациям стен, образование трещин в панелях и швах и пр. повреждения, а в сочетании с другими дефектами – обрушение панельных зданий (вопрос 2.3).

Установить в эксплуатируемом здании фактическое качество выполнения стыков – задача исключительно сложная, связанная с большими объемами работ по вскрытию несущих элементов и с неизбежным повреждением отделки помещений, а без ее решения невозможно оценить реальную несущую способность конструкций. Этими обстоятельствами и вызван запрет на пробивку новых и расширение существующих проемов (вопрос 2.20).

3.27. Чем опасен перевод существующих зданий из отапливаемого в неотапливаемый режим эксплуатации?

Некоторые марки горячекатаной арматурной стали обладают повышенной хладноломкостью и их применение при температуре воздуха ниже -30^0С не допускается. К ним относятся преимущественно кипящие стали и стали с высоким содержанием углерода. Если железобетонные конструкции с такой арматурой – плиты, балки или фермы – были предназначены для отап-

ливаемого здания, а затем здание или его часть были переведены в неотапливаемый режим эксплуатации (что стало явлением распространенным при использовании бывших производственных площадей под холодные склады), то это может завершиться внезапным обрушением перекрытий (покрытий). Такие случаи неоднократно имели место. Поэтому, прежде чем разрабатывать проект реконструкции (или перепланировки) подобных зданий, проектировщикам нужно иметь сведения о том, какой сталью армированы железобетонные конструкции.

3.28. Каковы недостатки балконов?

При эксплуатации балконов атмосферная вода подтекает на нижнюю поверхность плит и со временем приводит к морозному разрушению бетона, оголению и коррозии конструктивной арматуры (рабочая арматура располагается в верхней зоне плит). Иногда разрушение достигает угрожающих размеров и требует усиления плит. Для предотвращения таких последствий на плитах необходимо устраивать сливы из оцинкованной кровельной стали. Однако лучше всего вообще отказаться от проектирования зданий с балконами – экзотического архитектурного элемента, занесенного в холодную Россию из теплых стран. Наши практичные соотечественники давно установили, что балконные двери зимой являются дополнительным источником холода и выразили свое отношение к балконам тем, что стали массово превращать их в закрытые эркеры, сводя на нет эстетические замыслы архитекторов.

Глава 4
КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

4.1. К чему приводит некачественная перевязка швов в каменной кладке?

При сжатии в каменной кладке возникают поперечные деформации, которые приводят к образованию вертикальных трещин, затем делению кладки на отдельные столбики и последующему их разрушению. Некачественная перевязка провоцирует раннее образование таких трещин (рис. 33,а, вид сбоку) и снижает прочность кладки. Приведенные в Нормах проектирования расчетные сопротивления ориентированы на многорядную кладку. Как показали специальные опыты, каждый пропущенный тычковый ряд сверх шестого в кладке из одинарного кирпича снижает ее прочность на 5%.

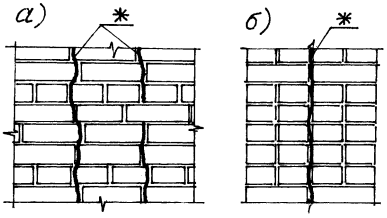


Рис. 33
(* трещины)

Качество перевязки, к сожалению, не всегда можно проконтролировать простым осмотром поверхности стен. В стенах толщиной 2 кирпича и более при хорошем внешнем виде может полностью отсутствовать внутренняя перевязка (рис. 33,б, разрез), не говоря уже о том, что забутовка может быть выполнена из половняка и кирпичного боя, что редкостью на стройках тоже не является. Брак обнаруживается только тогда, когда стены уже находятся в аварийном состоянии. Еще труднее обнаружить брак в перевязке угловых частей стен.

Поэтому при выполнении кладочных работ необходимо систематически осуществлять не только приёмочный (выходной), но и операционный контроль качества, т.е. непосредственный контроль за работой каменщиков.

4.2. К чему приводит утолщение горизонтальных швов в каменной кладке?

При толщине швов более 20 мм прочность кладки снижается на 10…20% в зависимости от марки раствора. Для такого снижения прочности достаточно всего 3-4-х утолщенных швов на 1 м высоты, при большем их количестве прочность снижается еще больше.

Снижение прочности вызвано двумя причинами. Поскольку поперечная деформативность раствора выше, чем камня, при совместных деформациях в камне возникают горизонтальные растягивающие усилия – тем бóльшие, чем больше толщина шва. Вторая причина: неравномерная плотность швов. В этих условиях камень опирается не на всю постель, а на более плотные участки, в результате чего в нем возникают изгибающие моменты. Чем толще шов, тем неравномернее его плотность, тем больше величины изгибающих моментов.

4.3. К чему приводит плохое заполнение вертикальных швов в каменной кладке?

Приводит не только к резкому снижению теплозащитных свойств (продуваемости) наружных стен, но и к снижению прочности кладки не менее чем на 10%, поскольку незаполненные вертикальные швы – это «инициаторы» вертикальных трещин. Для качественного заполнения швов кирпич следует укладывать методом «впритык» или «вприсык». Многие современные каменщики предпочитают более простую «технологию»: раскладывают с зазорами кирпич и поливают его сверху раствором. К сожалению, брак этот (особенно у иностранных рабочих) стал настолько массовым, что на него перестали обращать внимание не только мастера и прорабы, но и контролирующие службы.

Одна из причин слабого контроля состоит в том, что плохое заполнение вертикальных швов можно обнаружить только в процессе работы, а не на боковых поверхностях уже готовой кладки (там швы всегда замазаны). Проектировщикам же можно только порекомендовать: не закладывать в проекты 100%-ное

использование расчетного сопротивления кладки сжатию – по крайней мере, до тех пор, пока на стройках в этом вопросе не будет наведен порядок.

4.4. К чему приводит некачественное армирование каменной кладки?

Сетчатое армирование сдерживает поперечные деформации кладки и, тем самым, повышает ее прочность при сжатии (максимально – в 2 раза). Рост прочности зависит не только от диаметра стержней и размеров ячеек сеток, но и от того, с каким шагом по высоте они установлены. Если расстояние между соседними сетками хотя бы в одном месте оказалось больше проектного, то прочность всего элемента определяется прочностью этого слабого участка, а если хотя бы в одном месте расстояние превышает 400 мм (или 5 рядов кладки из одинарного кирпича), то проку от армирования нет вообще. Между тем именно несоблюдение шага сеток (пропуски) являются весьма распространенным браком в работе каменщиков, в результате которого несущая способность стен и простенков резко снижается.

Причина здесь, однако, не только в нерадивости рабочих, но и в психологическом барьере: для каменщика это дополнительная операция, отвлекающая его от более привычных – проверки размеров кладки, ее вертикальности, перевязки швов, горизонтальности рядов и т.п. Не зря поэтому Нормы проектирования рекомендуют использовать армированную кладку только в тех случаях, когда другие меры исчерпаны. К сожалению, проектировщики часто злоупотребляют этим приемом, закладывая в проекты армирование «на всякий случай», когда по расчету оно вовсе не требуется или когда есть возможность повысить марки кирпича и раствора.

4.5. Чем опасно выполнение кладки на обледенелую поверхность?

Прочность кладки определяется не только прочностью кирпича и раствора (при соблюдении прочих требований), но и сцеплением между ними. Если прерванную кладку продолжать

по обледенелой поверхности (а это обычно происходит, когда накануне шел дождь, а ночью ударил мороз), то сцепление свежеуложенного раствора со старой кладкой будет отсутствовать – даже при последующем оттаивании наледи, что приведет к снижению прочности. Столь же негативный результат – и при использовании обледенелого кирпича.

Именно этой причиной объясняется известное технологическое требование: при перерыве в работе, когда появляется риск образования наледи, горизонтальную поверхность кладки необходимо укрывать рубероидом, пленкой или др. водонепроницаемым материалом. Понятно, что одновременно надо укрывать и поддоны с кирпичом.

4.6. Какую ошибку допускают при выполнении кладки в жаркую и сухую погоду?

Как отмечено в предыдущем ответе, сцепление кирпича с раствором оказывает сильное влияние на прочность каменной кладки. При выполнении работ в жаркую и сухую погоду (температура воздуха 25^0С и выше, влажность 50% и ниже) кирпич интенсивно отсасывает из раствора цементное молоко, в результате чего не только резко снижается прочность раствора (вплоть до нуля), но и утрачивается сцепление. Чтобы избежать этого, следует предварительно смачивать кирпич, а свежеуложенную кладку увлажнять или укрывать от быстрого высыхания. Этими мероприятиями на стройках часто пренебрегают, что в итоге приводит к значительному снижению прочности ответственных несущих элементов и, как следствие, к необходимости их последующего усиления.

К подобному же негативному результату приводит и распространившееся в последнее время «новаторство» каменщиков: в целях экономии времени они предварительно расстилают и разравнивают длинную полосу (гряду) растворного шва, на который затем раскладывают кирпич. При такой «технологии», когда раствор испаряет много воды, не может идти речь ни о сцеплении кирпича и раствора, ни о качественном заполнении вертикальных швов, ни о достаточной прочности кладки.

4.7. Как влияет снижение марки кирпича и раствора на прочность кладки?

Марка кирпича влияет на прочность кладки сильнее, чем марка раствора. Причем, чем выше марка раствора, тем ее влияние слабее. Например, снижение марки раствора со 100 до 75 снижает прочность кладки на 5…6%, а аналогичное снижение марки кирпича – на 16…17%. Поэтому для большинства каменных конструкций марку раствора выше 75 не назначают. Однако, если в проекте заложен раствор невысокой марки, то снижение его прочности по сравнению с проектной заметно снизит не только расчетное сопротивление кладки, но и упругую характеристику, от которой зависит устойчивость сжатых элементов, а сама кладка может перейти в более низкую группу, для которой многие расчетные требования ужесточаются.

Следует также иметь в виду, что чем ниже марка раствора, тем у него более рыхлая структура, тем ниже его морозостойкость, следовательно, тем ниже и долговечность самой кладки. Это особенно касается цоколей, карнизов и стен подвалов.

4.8. Чем опасно «подмолаживание» раствора?

На строительном жаргоне «подмолаживание» означает повторное разведение водой загустевшего цементного раствора. Операция эта столь же распространенная, сколь и недопустимая. В результате нее раствор резко теряет свою прочность, что опасно для несущих элементов кладки, он становится рыхлым и легко размораживается (выветривается), что опасно для любых конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе.

4.9. К чему приводит недостаточная глубина опирания элементов перекрытий (покрытий) на каменные стены, пилястры и колонны?

Чем меньше глубина (площадь) опирания конструкций, тем выше напряжения смятия в каменной кладке. Если глубина опирания недостаточна, напряжения превышают прочность кладки на смятие, в ней образуются опасные трещины, которые вызывают скол кладки и обрушение опирающейся конструкции –

фермы, балки, плиты, перемычки (рис. 34). Этот дефект относится к числу самых опасных, и нередки случаи, когда он приводит к гибели людей.

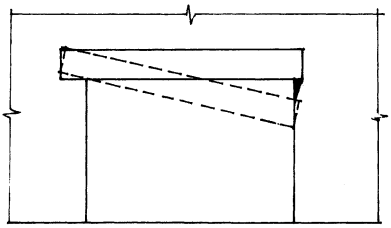


Рис. 34

4.10. К каким еще последствиям приводит недостаточная глубина опирания конструкций?

Поскольку уменьшение глубины опирания приводит к смещению равнодействующей опорного давления (опорной реакции), увеличивается эксцентриситет приложения нагрузки относительно оси стены или колонны, что вызывает возрастание сжимающих напряжений по сравнению с расчетными (см. также вопросы 4.16, 4.17).

4.11. Почему глубину опирания элементов перекрытий (покрытия) желательно принимать кратной размерам камня?

Глубина опирания конструкций на стены и колонны определяется расчетом каменной кладки на смятие. Однако в практике проектирования давно сложилась традиция – глубину опирания принимать кратной размерам камня (но, разумеется, не меньше величины, определяемой расчетом на смятие). Например, при опирании плит перекрытий и рядовых (наружных) оконных перемычек на кирпичную кладку глубину обычно принимают равной 120 мм (полкирпича), несущих перемычек, прогонов, балок и др. элементов – 250 мм (кирпич) или 380 мм (полтора кирпича). При такой глубине обеспечивается нормальная перевязка швов.

Между тем иногда встречаются случаи, когда проектировщик принимает глубину опирания пустотных плит 90 мм – ту, которая указана в качестве минимальной на чертежах плит. При такой глубине каменщик вынужден недостающие 30 мм заполнять в лучшем случае осколками кирпича, а в худшем – одним

раствором, т.е. проектировщик заведомо толкает каменщика на брак в работе.

4.12. Почему под опорами конструкций необходимо выкладывать тычковый ряд кирпича?

При смятии происходит депланация сечений, и по грани площадки опирания возникают горизонтальные растягивающие напряжения (вопрос 2.9), которые приводят к образованию вертикальных трещин и отрыву кладки (рис. 35). Во избежание таких последствий кладку под опорами необходимо выполнять из тычковых рядов кирпича. Если на стену толщиной 1,5 кирпича конструкции опираются с двух сторон, то не менее десяти верхних рядов кладки должны иметь цепную перевязку.

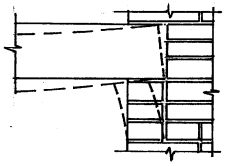


Рис. 35

4.13. К чему приводит отсутствие распределительных железобетонных плит под опорами ригелей (ферм, балок)?

Распределительные плиты (опорные подушки) играют двойную роль: увеличивают площадь передачи нагрузки, уменьшая средние напряжения смятия, и выравнивают давление под опорами конструкций, уменьшая максимальные значения этих напряжений. Чем больше толщина подушки (т.е., чем выше ее жесткость), тем более равномерны напряжения. На эти уменьшенные значения напряжений и рассчитывают прочность кладки. Если предусмотренная проектом подушка не установлена, напряжения смятия возрастут, что может привести к аварийным последствиям (вопрос 4.9). Минимальная толщина подушек назначается равной 150 мм, их объемное армирование – не менее 0,5%, а если опорная реакция составляет 100 кН (10 т) и более, подушку толщиной не менее 220 мм необходимо ставить в любом случае, даже если она не требуются по расчету. Следует, однако, помнить о том, что сами подушки непосредственно воспринимают опорное давление, поэтому их также нужно проверять на смятие с подбором требуемой арматуры и класса бетона.

4.14. Если вместо железобетонной распределительной плиты применить стальную, какова должна быть ее толщина?

При опирании стальных балок на каменную кладку некоторые проектировщики предусматривают тонкие стальные пластины вместо железобетонных подушек, полагая, что толщина их определяется соотношением прочностей стали и бетона. В действительности, толщина определяется не прочностью, а жесткостью. Например, чтобы заменить железобетонную подушку толщиной 220 мм, потребуется эквивалентная по жесткости стальная плита толщиной 100 мм, а не 10…16 мм, как иногда можно увидеть в проектах.

4.15. Какую роль играют арматурные сетки в кладке под опорами балок, прогонов и перемычек?

Если железобетонные подушки уменьшают напряжения смятия в кладке, то сетки увеличивают ее расчетное сопротивление смятию. При смятии разрушение кладки начинается с образования небольших трещин непосредственно под опорами. Сетки предотвращают развитие этих трещин и, тем самым, удерживают кладку от разрушения. Отсюда ясно, что устанавливать сетки следует в самых верхних швах, иначе пользы они не принесут (рис. 36). Отсутствие сеток в тех случаях, когда они необходимы по расчету, может вызвать аварийное состояние кладки и потребовать ее усиления.

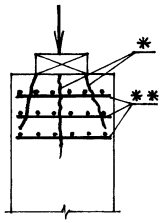


Рис. 36

(* – трещины, **– сетки)

4.16. Чем опасны тонкие несущие стены?

Если при строительстве допущена несоосность стен или колонн смежных этажей, то нагрузка на нижние конструкции ока-

зывается приложенной с дополнительным эксцентриситетом *e* (рис. 37). В результате, уменьшается площадь сжатой зоны сечения и увеличиваются сжимающие напряжения. Например, в прямоугольном сечении эксцентриситет 20 мм уменьшает расчетную высоту сжатой зоны на 40 мм.

Чем меньше толщина (высота нормального сечения), тем более опасные последствия вызывает смещение вышерасположенных стен или колонн. Во внутренних стенах толщиной 1 кирпич (250 мм) даже допустимые Нормами величины отклонения осей стен и смещения перекрытий приводит к увеличению напряжений в кладке на 15% и более. Если к допустимым отклонениям добавить недопустимые (но, к сожалению, распространенные), то в результате перегрузки кладка может прийти в аварийное состояние. Поэтому при проектировании следует учитывать вероятность смещения и продуманно подходить к выбору толщины внутренних несущих стен, придерживаясь правила: стены толщиной 1 кирпич назначать высотой не более одного этажа, толщиной 1,5 кирпича – не более 3…4 этажей.

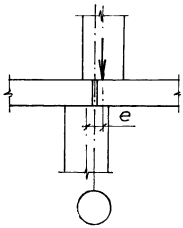
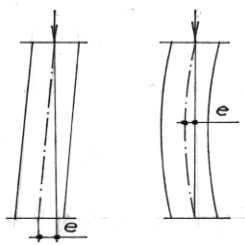


Рис. 37

4.17. К чему приводит отклонение стен от вертикали и искривление их поверхности?

Оба эти дефекта приводят к появлению дополнительных эксцентриситетов *e* приложения нагрузки (рис. 38), росту сжимающих напряжений в кладке и возможной ее перегрузке. В равной степени сказанное относится и к колоннам. Особенно опасными дефекты становятся тогда, когда эксцентриситеты суммируются и к ним еще добавляется эксцентриситет от несоосности стен (вопрос 4.16). При столь неблагоприятном сочетании дефектов часто требуется усиление стен или колонн.



← **Рис. 38**

4.18. К чему может привести некачественная засыпка пазух котлована?

После засыпки пазух котлована на стены подвала действует продольное усилие *N* от веса вышележащих перекрытий и стен и боковое давление грунта *Q*, которое стремится сдвинуть стены (рис. 39, а) или выдавить их (б). Боковое давление зависит от высоты засыпки и от коэффициента внутреннего трения (угла естественного откоса) грунта φ: чем меньше φ, тем больше *Q*. Минимальное значение φ у водонасыщенного (разжиженного) грунта.

Если пазухи котлована были засыпаны мерзлым грунтом, сильно насыщенным водой до замерзания (который при оттаивании превращается в жижу), или засыпаны сухим грунтом, но без послойного уплотнения (в пустоты между комьями которого легко проникает атмосферная вода), боковое давление резко возрастает. Этот брак, особенно в сочетании с отсутствием водоотвода от стен здания, часто приводит к аварийному состоянию стен подвалов и необходимости их дорогостоящего усиления.

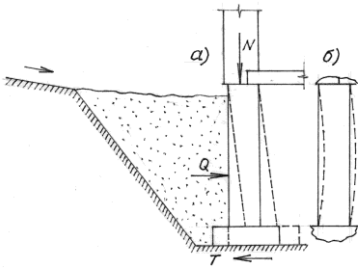


Рис. 39

4.19. Когда нужно засыпать пазухи котлована?

Нормы предписывают засыпать пазухи сразу после монтажа перекрытий подвала. Требование это вызвано стремлением как можно менее продолжительное время оставлять пазухи открытыми во избежание замачивания атмосферной водой грунтов под фундаментами.

Однако указанное требование не всегда бывает оправданно – например, при большой глубине заложения фундаментов (высоких стенах подвала), когда боковое давление *Q* достигает большой величины. В этом случае небольшая величина силы *N* не создает силы трения *T*, достаточной для того, чтобы удержать стены от сдвига (рис. 39,а). Кроме того, при большой величине

изгибающего момента, вызываемого Q, возникает значительный эксцентриситет приложения силы N, что, в свою очередь, может привести к выдавливанию стен (рис. 39, б).

Поэтому минимальное значение вертикальной нагрузки (высоту надземных стен или число возведенных этажей), при котором следует засыпать пазухи котлована, должен определять проектировщик и указывать в рабочих чертежах.

4.20. Почему необходимо тщательно заполнять вертикальные швы между блоками стен подвала?

В торцах бетонных блоков (типа ФБС) предусмотрены вертикальные пазы. Предназначены они для того, чтобы, во-первых, было удобно сверху заполнять раствором вертикальные швы, и, во-вторых, чтобы затвердевший раствор в швах создавал шпонки, которые будут обеспечивать совместную работу смежных блоков при действии местных горизонтальных нагрузок. Для качественного заполнения швов требуется послойное уплотнение раствора штыкованием, что на стройках можно увидеть не часто. Без уплотнения не обеспечивается не только шпоночное соединение блоков, но и нормальная гидроизоляция стен. Именно этот брак, в сочетании с некачественной битумной гидроизоляцией, часто является главной причиной сильного замачивания стен подвалов.

4.21. Как быть, если несущей способности перекрытия недостаточно для восприятия нагрузок от кирпичных перегородок?

При реконструкции зданий старые деревянные перегородки зачастую заменяют более тяжелыми кирпичными, нагрузку от которых перекрытия воспринимать не в состоянии. В результате, появляются заметные прогибы и трещины в конструкциях перекрытий, свидетельствующих о перегрузке последних.

Для уменьшения нагрузки на перекрытия можно поступить следующим образом. В нижние ряды кладки уложить продольную арматуру, затем выложить перегородку на небольшую высоту (высота определяется расчетом), дать выдержку не менее 7 суток, а затем довести кладку до конца. Такой порядок ограни-

чивает нагрузку на перекрытие только весом нижней части перегородки. После набора раствором определенной прочности нижняя часть работает как армированная кирпичная балка и передает на перекрытие нагрузку от вышележащей части только по концам, вблизи опор, т.е. работает как висячая стена. Разумеется, такой прием имеет смысл применять лишь тогда, когда перегородки ориентированы в направлении пролета балок или плит перекрытий, а сами они являются глухими (без дверных проемов).

4.22. Какой недостаток у зданий с эркерами и лоджиями?

При всех своих архитектурных достоинствах эти здания имеют существенный конструкционный недостаток: сложная конфигурация в плане вызывает концентрацию напряжений в стенах – именно в местах внутренних угловых сопряжений стен чаще всего и образуются трещины. В случае же образования трещин, вызванных неравномерными деформациями основания, такие стены очень сложно усиливать. Проектируя подобные здания, инженеры должны помнить об их пониженной ремонтопригодности, поэтому лучше всего заранее предусматривать в проекте устройство армокаменных или железобетонных поясов (см. вопрос 2.10) или, как минимум, армирование кладки стен у входящих углов.

Глава 5
КРЫШИ И КРОВЛИ

5.1. Какой недостаток у смежных кровель с уклонами взаимно перпендикулярного направления?

Если кровля с неорганизованным водостоком имеет перепад высот, то вода, стекающая с верхней кровли, направляется далее по нижней кровле мощным, но узким потоком, с которым нижняя кровля не справляется. В результате, происходит сильное замачивание смежной стены и морозное разрушение кладки (рис. 40). Проектирования подобных кровель желательно избегать, а если в них возникает безоговорочная необходимость, следует предусматривать высокие фартуки из оцинкованной стали или другие меры по защите смежной стены.

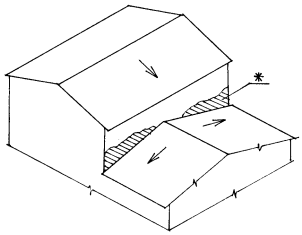
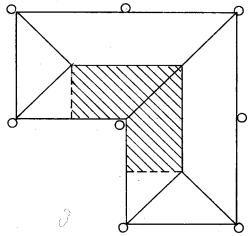


Рис. 40
(* морозное разрушение)

5.2. Какую ошибку допускают при проектировании водостоков у внутренних углов здания?

В кровлях с организованным водостоком (в зданиях, сложных в плане) проектировщики часто допускают другую ошибку – равномерно распределяют водосточные трубы по периметру здания, в результате чего неравномерно распределяется площадь кровли («бассейны» стока воды) между водосточными трубами. Наибольшая нагрузка приходится на трубы, расположенные у входящих (внутренних) углов здания – как раз там, где наружный воздух застойный и проветривание стен затруднено (рис. 41, вид в плане).

В результате перечисленных причин значительная часть дождевой воды льется мимо труб, сильно замачивает карнизы и верхние части стен в углах, разрушает отделку, а затем и размораживает кладку. Наилучший способ избежать этого, к сожале-



нию, распространенного недостатка – так распределить водостоки, чтобы исключить установку водосточных труб в вершинах внутренних углов здания.

← **Рис. 41**

5.3. Что может служить причиной обрушения кирпичных карнизов?

Наиболее часто кирпичные карнизы обрушаются при наличии совмещенных кровель. Причина обрушения состоит в нарушении герметичности кровли: атмосферная вода проникает в утеплитель, стекает по поверхности плит покрытия к карнизу, там постепенно накапливается и глубоко замачивает каменную кладку (рис. 42). Мокрая кладка подвергается попеременному замораживанию и оттаиванию и теряет прочность. Для предотвращения этого явления (или, по крайней мере, для смягчения его воздействия) можно порекомендовать заподлицо с верхней плоскостью плит покрытия в карнизах устраивать продухи, которые одновременно могут служить сливами для накопившейся в утеплителе воды.

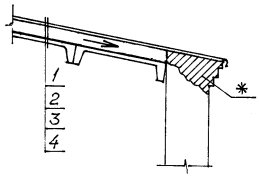


Рис. 42
(1 – рулонный ковер, 2 – цементная стяжка, 3 – утеплитель, 4 – плиты покрытия, * морозное разруше-

5.4. Почему необходимо тщательно заделывать швы между плитами покрытия?

При некачественной заделке в швах образуются щели, через которые теплый воздух из помещения проникает в утеплитель и, если кровля совмещенная (невентилируемая), конденсируется под цементной стяжкой или под водоизоляционным ковром. В результате этого происходит систематическое замачивание утеплителя, он теряет свои теплозащитные свойства, кровля промерзает, а бетон плит покрытия подвергается морозному

разрушению. Кроме того, заполненные швы способствуют повышению жесткости диска покрытия за счет сил сцепления между раствором замоноличивания и боковыми поверхностями плит (см. главу 1). Поэтому качественная заделка швов вовсе не прихоть проектировщиков.

5.5. Какой недостаток у совмещенных невентилируемых рулонных кровель?

У таких кровель при уборке снега часто повреждается водоизоляционный ковер, через поврежденные места проникает атмосферная вода, разрушает цементную стяжку, замачивает утеплитель и снижает его теплозащитные свойства, в результате чего промерзают плиты покрытия, разрушается защитный слой бетона, оголяется и коррозирует арматура.

Еще быстрее выходят из строя малоуклонные (уклон менее 1:20) и плоские кровли, имеющие дополнительный источник повреждений – дождевую воду, которая застаивается даже в самых небольших углублениях и при замерзании разрывает водоизоляционный ковер. Эти кровли, как показывает опыт эксплуатации, находятся в состоянии постоянного ремонта, в результате которого число дополнительных слоев рубероида порой превышает десяток. Утяжеление же рулонного ковра в совокупности с утяжелением утеплителя приводит и к перегрузке несущих конструкций покрытия, что подтверждено многочисленными обследованиями.

По этим причинам применение невентилируемых совмещенных кровель, особенно малоуклонных, в районах с продолжительной снежной зимой (а это подавляющая часть территории России) следует свести к минимуму, и полностью исключить там, где имеются перепады высот кровли. Заманчивая простота и дешевизна таких кровель в итоге оборачивается несоизмеримо бóльшими затратами при эксплуатации.

5.6. Чем опасны высокие парапеты на крышах с внутренними водостоками?

В практике эксплуатации зданий отмечены случаи, когда воронки внутренних водостоков забивались опавшей с деревьев

листвой, дождевая вода поднималась до уровня верха парапетов и происходило обрушение несущих конструкций покрытия, не рассчитанных на такую нагрузку. Поэтому при проектировании высоких парапетов необходимо либо рассчитывать покрытие на полную нагрузку от воды, либо предусматривать в парапетах противоаварийные сливные отверстия.

5.7. Почему нужно заанкеривать в стенах стропильные ноги чердачных крыш?

При ураганном ветре возникает столь большое отрицательное давление воздуха, что оно может привести к сносу крыши. Чтобы этого не произошло, концы стропильных ног соединяют с наружными стенами анкерами. В качестве анкеров обычно применяют скрутки из мягкой проволоки диаметром 4…6 мм («катанки»), которыми сверху охватывают стропильные ноги. Снизу скрутки закрепляют на штырях, заделанных в кладку стен (рис. 43). Шаг анкеров принимают, как правило, не более 3 м

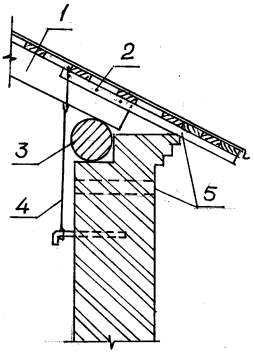


Рис. 43
(1 – стропильная нога, 2 – кобылка, 3 – мауэрлат, 4 – скрутка, 5 – продухи)

5.8. Почему из элементов чердачных крыш быстрее всего загнивают мауэрлаты?

Мауэрлаты с двух сторон полностью лишены проветривания, так как закрыты стенами снизу и сбоку. Кроме того, располагаются они ниже слуховых окон, т.е. в местах с наиболее застойным воздухом. По этим причинам мауэрлаты первыми из элементов стропил подвергаются загниванию, следом за ними загнивают и опирающиеся на них концы стропильных ног. Между тем давно известны решения, которые позволяет намного увеличить срок службы мауэрлатов, – использование кобылок для создания продухов над карнизом либо устройство продухов в стене под карнизом (рис. 43).

5.9. Почему зимой на крышах образуются сосульки?

Причина – в положительной температуре воздуха на чердаке, т.е. в плохой теплоизоляции верхнего (чердачного) перекрытия и, одновременно, в плохом проветривании чердака. При хорошем проветривании сосульки не образуются, но если утепление при этом плохое, то чердачное перекрытие будет промерзать. Не образуются сосульки также при плохом проветривании, если утепление достаточное (тогда зимой температура на чердаке всегда ниже нуля). Однако во втором случае, если на чердаке нет открывающихся на лето продухов, создаются благоприятные условия для загнивания стропильных конструкций в летний период (вопрос 5.8).

5.10. Почему при наличии проветриваемого чердака в перекрытии верхнего этажа не следует делать цементную стяжку поверх утеплителя?

Если пароизоляция перекрытия выполнена некачественно (что случается весьма часто), то ее роль начинает играть цементная стяжка, поскольку у нее намного меньшая паропроницаемость, чем у утеплителя. Проникающие снизу пары теплого воздуха конденсируются на нижней поверхности холодной стяжки, замачивают утеплитель, снижают его теплозащитные свойства и, в итоге, приводят к промерзанию плит перекрытия. Цементную стяжку можно применять лишь при условии устройства в ней частых разрывов (просветов), выполняющих функции своего рода продухов, через которые может испаряться влага из утеплителя. И уж совсем недопустимо накрывать утеплитель полиэтиленовой пленкой, а поверх нее устраивать стяжку (некоторые проектировщики отличились и таким «ноу-хау»). Лучше же всего утеплитель оставлять сверху открытым, а чтобы он не подвергался уплотнению при хождении людей, прокладывать деревянные мостки.

5.11. Что нужно учитывать при проектировании кровель с наружным неорганизованным водостоком?

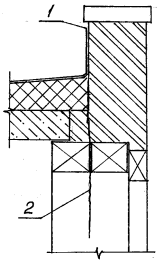
У таких кровель дождевая вода падает с большой высоты на отмостку, рикошетом попадает на цоколь, замачивает его и при замерзании приводит сначала к разрушению штукатурки, а за-

тем и кладки. Для смягчения негативных последствий этого явления отмостку следует устраивать с более крутым уклоном, чем обычно, а цокольную часть стен облицовывать более долговечным материалом, чем традиционная штукатурка.

Кроме того, при наличии кирпичного карниза (вынос которого, как правило, не превышает половины толщины стены) крышная вода замачивает и со временем разрушает кладку карниза, а при сильном ветре – и верхнюю часть стены. Поэтому для обеспечения рекомендуемого Нормами выноса не менее 600 мм следует устраивать кобылки (рис. 43). Опыт эксплуатации показал, что при большом выносе и карнизы, и стены не повреждаются даже в 5-этажных зданиях, имеющих кровлю с неорганизованным водостоком.

5.12. К чему может привести некачественная заделка рулонного кровельного ковра в парапеты?

При устройстве кровель с внутренними водостоками важное значение имеет качество устройства фартуков – тщательная заделка рулонного ковра в парапеты. При некачественной заделке вода протекает в щели, с годами накапливается в стене и при чередовании замерзания и оттаивания действует как клин, раскалывающий каменную кладку. Отсюда – щели между перемычками и вертикальные трещины в плоскости простенков (рис. 44). Если эти трещины соединяются с трещинами, вызванными неравномерными деформациями основания, то возникает опасность обрушения перемычек.



← **Рис 44** (1 – место протечек, 2 – трещина)

5.13. Какую ошибку допускают при устройстве кровель из профилированных стальных листов?

Уклон таких кровель должен быть не менее 20% с нахлесткой вдоль ската не менее 250 мм. При уклоне 10…20% необходимо стыки герметизировать, а уклон менее 10% вообще не допускается. Эти требования нередко нарушаются, в результате чего происходит подсос дождевой воды в стыках и замачивание нижележащих элементов – обрешетки, утеплителя и т. д.

Глава 6
ОСНОВЫ ДИАГНОСТИКИ ДЕФЕКТОВ И ПОВРЕЖДЕНИЙ

Если у человека поднялась температура, он испытывает недомогание или боли, то это симптомы какой-то болезни. По симптомам врач определяет, чем болен человек, т.е. ставит диагноз, и лишь после этого назначает лечение. Видимые дефекты и повреждения зданий и строительных конструкций – тоже симптомы «болезней», и поставить по ним правильный диагноз – значит установить саму «болезнь», определить ее причины, степень опасности и назначить такое лечение, которое обеспечило бы надежность и долговечность всего здания и его отдельных частей.

Поэтому медицинский термин «диагностика» с полным основанием стал применяться и в строительстве. Сходство имеется и в другом. Если в медицинской диагностике роль объективных показателей играют лабораторные анализы, кардиограммы, рентгеноскопия и т.п., то в строительной – измерения (фактических сечений, пролетов, прогибов, ширины раскрытия трещин и т.д.), испытания образцов конструкционных материалов и грунтов основания, поверочные расчеты и пр. Ну а главное отличие состоит, пожалуй, в том, что человеческий организм сам борется с болезнями и часто излечивается без помощи медицины. Строительные конструкции такой способностью не обладают – если они «заболели», то уже навсегда, со временем «болезнь» будет только прогрессировать и без посторонней помощи они уже не обойдутся.

В настоящей главе рассматриваются только те вопросы, которые связаны непосредственно с внешними признаками неблагополучного состояния конструкций и зданий и которые, как говорится, видны невооруженным глазом. Однако именно внешние признаки являются первыми симптомами любой «болезни» и именно они составляет основу диагностики. За рамками текста остались вопросы проведения приборного контроля, поверочных расчетов и анализа результатов, решение которых требует специальной подготовки и определенного опыта.

Признаки неблагополучного состояния весьма разнообразны, и подробное их описание займет слишком много места в небольшой по объему книге, тем более что зачастую они присутствуют одновременно, в разных сочетаниях. Достаточно указать только на самые распространенные, что и сделано в настоящей главе.

6.1. Каковы симптомы перегрузки нормальных сечений балок и плит?

Симптомами являются нормальные (поперечные) трещины и прогибы в середине пролета. Однако само наличие трещин далеко не всегда является признаком перегрузки – ведь прочность нормальных сечений рассчитывают без учета бетона растянутой зоны, т.е. заранее предполагают образование трещин. В большинстве случаев симптомом перегрузки являются не трещины как таковые, а ширина их раскрытия. То же относится и к прогибам. Поскольку любая балка или плита при действии внешней нагрузки деформируется (прогибается), то важен не просто прогиб, а его величина. Следует также заметить, что слово «перегрузка» вовсе не обязательно означает, что нагрузка на конструкцию превышает проектную. В равной степени оно может означать и недостаточную несущую способность самой конструкции, вызванную дефектами изготовления и монтажа (пониженной прочностью материалов, недостаточным армированием, перекосами, смещениями и пр.).

6.2. Какую ширину раскрытия нормальных трещин в изгибаемых конструкциях следует считать опасной?

В Нормах проектирования максимально допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин для конструкций, эксплуатируемых в обычных условиях, принята равной 0,3 мм. В некоторых справочниках эта величина рассматривается и как граница, за которой наступает аварийное состояние конструктивных элементов. Такой подход в корне неверен в силу следующих причин.

Во-первых, указанная ширина раскрытия трещин допустима только для арматуры не выше класса А-IV (А600), для арматуры более высоких классов она уменьшается до 0,2 и даже до 0,1 мм. Во-вторых, изгибаемые конструкции могут быть «слабо», «нормально» или «сильно» армированными (см. главу 3). В «сильно» армированных («переармированных») сечениях разрушение сжатой зоны бетона происходит при сравнительно небольших напряжениях в продольной растянутой арматуре, когда и трещины раскрываются незначительно. Поэтому даже небольшая, всего 0,1 мм, ширина раскрытия трещин может быть симптомом опасного состояния таких конструкций. В-третьих, ширина раскрытия трещин по расчету часто оказывается намного меньше допустимой. Бывает даже, что по расчету трещины вообще не образуются (чаще всего, у преднапряженных конструкций). И в этом случае небольшая ширина раскрытия трещин у эксплуатируемой конструкции может оказаться опасной.

Отсюда следует, что ширина опасного раскрытия трещин требует индивидуальной оценки. Однако в любом случае само наличие заметных трещин уже является серьезным поводом для тщательного обследования конструкций.

6.3. Какую величину прогиба следует считать опасной?

Здесь также нет шаблона. Небольшие прогибы вполне могут характеризовать перегрузку таких конструкций, у которых сечение «сильно» армировано, а также многих преднапряженных конструкций, которые при изготовлении получили обратный выгиб. В то же время, существует и некоторое общее правило: чем больше погонная жесткость конструкции (а проще говоря, чем больше отношение высоты сечения к пролету), тем меньше у нее прогиб, следовательно, и небольшая величина прогиба может оказаться для конструкции опасной.

С другой стороны, иногда даже большие искривления нижней грани никакой опасности не представляют. Такие случаи встречаются при некачественном изготовлении монолитных конструкций, когда опалубка из-за недостаточной собственной жесткости провисла под тяжестью свежеуложенного бетона.

6.4. Каковы симптомы перегрузки опорных участков балок и плит?

Основными симптомами являются наклонные трещины в опорных участках. При некотором внешнем сходстве, причина их образования может быть разной. Трещины в стенках тавровых и двутавровых балок часто являются признаком начала раздавливания бетона от действия главных сжимающих напряжений (рис. 45,а). Трещины, выходящие на нижнюю грань, обычно указывают на недостаточное поперечное армирование (рис. 45,б). Похожие трещины образуются и тогда, когда в результате слабой анкеровки выдергивается продольная (чаще всего, напрягаемая) арматура, – это состояние опорных участков является наиболее опасным и требует немедленного принятия противоаварийных мер, а затем серьезного усиления. Подобные же случаи возникают и при недостаточной глубине опирания конструкций, когда продольная арматура не заходит за грань опоры.

Труднее всего бывает обнаружить симптомы перегрузки опорных участков пустотных плит, поскольку их боковые поверхности недоступны для осмотра. Что касается сплошных плит, то аварийное состояние опорных участков у них встречается крайне редко, за исключением случаев, когда плиты работают на продавливание (фундаментные плиты, плиты безригельных перекрытий и т.п.).

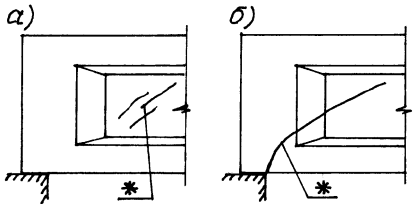


Рис. 45
(* трещины)

6.5. Каковы симптомы перегрузки железобетонных ферм?

Перегрузка ферм проявляется заметным раскрытием трещин в нижнем поясе, небольшим (но все-таки заметным) провисанием нижнего пояса. Перегрузка опорных узлов характеризуется теми же признаками, что и перегрузка опорных участков

балок и плит (см. предыдущий ответ). Шелушение и отслоение бетона в верхнем поясе и сжатых раскосах обычно свидетельствует уже об аварийном состоянии конструкции. При осмотре ферм следует также обращать внимание на промежуточные узлы (особенно безраскосных ферм и ферм с параллельными поясами), в которых возникают большие изгибающие моменты или перерезывающие силы. Иногда некачественное армирование этих узлов приводит к обрушению самих ферм.

6.6. Почему образуются трещины вдоль растянутой рабочей арматуры плит, балок и ферм?

Может быть несколько причин образования таких трещин. Одна из них – большие усадочные напряжения в бетоне (рис. 46,а), вызванные недостаточным защитным слоем, неправильно подобранным составом бетона или нарушением режима термообработки при изготовлении сборных изделий (отсутствие выдержки перед пропариванием или слишком быстрый подъем температуры).

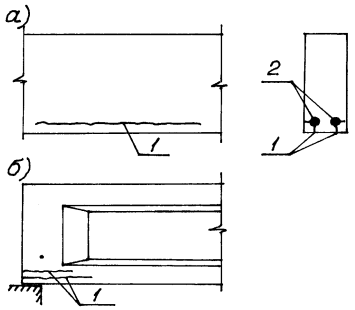


Рис. 46
(1– трещины, 2-продольная арматура)

Сами по себе усадочные трещины имеют, как правило, небольшую ширину раскрытия. Однако через них проникает паро-воздушная смесь или агрессивные жидкости и газы, которые вызывают коррозию арматуры – в этом главная опасность усадочных трещин. Продукты же коррозии (ржавчина) занимают больший объем, чем металл, поэтому они распирают бетон и еще более увеличивают раскрытие трещин. Подобные трещины иногда имеют характерные «ржавые» края. Если конструкция эксплуатируется на открытом воздухе, то в трещины попадает и атмосферная влага, которая при замерзании дополнительно разрывает бетон.

Другая причина – коррозия арматуры, вызванная не внешним воздействием паров и агрессивных газов, а блуждающими токами или агрессивными химическими добавками в бетон. Как и в первом случае, продукты коррозии, увеличиваясь в объеме, разрывают бетон. Степень опасности этого дефекта определяется, в первую очередь, степенью коррозии арматурной стали.

Третья причина – раскалывание бетона при отпуске напрягаемой арматуры. Наиболее опасны такие трещины в концевых участках конструкций (рис. 46,б), так как они увеличивают длину зоны передачи напряжений арматуры и ухудшают ее анкеровку в бетоне, снижая, тем самым, несущую способность опорных участков плит, балок или ферм.

6.7. Почему возникают продольные трещины в пустотных плитах?

О причинах образования трещин вдоль рабочей арматуры сказано в предыдущем ответе. Однако иногда в плитах возникают трещины вдоль пустот, причиной чего является местный изгиб, т.е. изгиб плит в поперечном направлении от действия местной нагрузки, например, от веса перегородки (рис. 47). Происходит это потому, что в нижней полке в середине пролета были пропущены (или не были предусмотрены проектом) специальные сетки. Вторая причина образования подобных трещин – атмосферная вода, которая при попадании в пустоты и замерзании разрывает нижнюю полку (вопрос 3.18). Третья причина – брак, допущенный при монтаже: непараллельность опорных поверхностей, что вызывает крутящие моменты в конструкции.

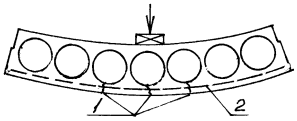


Рис. 47
(1 – трещины,
2 – требуемая сетка)

6.8. О чем свидетельствуют диагональные трещины в полках ребристых плит?

Свидетельствуют о наличии крутящих моментов, вызванных, как правило, дефектом монтажа, когда опоры плит расположены не в одной плоскости. Трещины снижают несущую спо-

собность полок не только на местный изгиб, но и на сжатие в продольном направлении, в результате чего снижается и общая несущая способность плит. Кроме того, трещины снижают жесткость диска перекрытия (покрытия), даже если опорные закладные детали плит приварены в трех точках. Устранение этого дефекта – дело достаточно дорогостоящее и трудоемкое, связанное с разборкой полов или кровли и устройством армированной набетонки (см. главу 7).

6.9. В чем причина образования вертикальных трещин вблизи торцов балок или ферм?

При совместной работе плит с балками (фермами) по контакту между ними возникают горизонтальные сдвигающие усилия (особенно большие у концов), которые вызывают растяжение верхних волокон балок (ферм). В совокупности с вертикальным давлением крайних ребер плит это и приводит к образованию незначительных трещин, начинающихся с верхней грани (рис. 48). Однако если опорные участки балок или ферм выполнены с дефектом (верхняя арматура *S'* не доведена до торцов), то трещины приобретают опасное развитие, чреватое обрушением крайних плит.

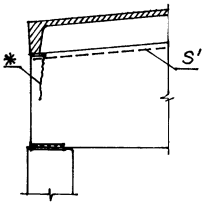


Рис. 48
(* трещина)

6.10. В чем причина образования горизонтальных трещин в коньковой части стенок двускатных балок?

Усилия в сжатой полке N_b по сторонам конька направлены под углом друг другу. Они образуют равнодействующую N_t , направленную вертикально вверх, которая отрывает верхние полки от стенки балки, в результате чего в стенке образуется горизонтальная трещина (рис. 49). Явление это, хотя и редкое, но очень опасное, чреватое обрушением конструкции. Возникает оно

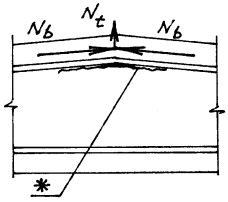


Рис. 49
(* трещина)

тогда, когда в коньковой части балки отсутствует дополнительная поперечная арматура, а конек не нагружен полезной нагрузкой, т.е. не прижат сверху.

6.11. Каковы симптомы перегрузки бетона при сжатии?

Разрушение бетона происходит вследствие поперечных деформаций, которые вызывают продольные трещины, – они и являются первыми симптомами перегрузки. Если закрепление обоих концов сжатого элемента препятствует поперечным деформациям, то трещины появляются в средней части длины. Наличие подобных трещин в колоннах, сжатых стержнях ферм, в сжатой зоне балок является признаком аварийного состояния конструкций.

6.12. О чем свидетельствуют трещины вдоль рабочей арматуры колонн, верхних поясов ферм и балок?

Свидетельствуют либо об усадочных явлениях в бетоне и коррозии металла (см. вопрос 6.6 и рис. 50), либо о начавшейся потере устойчивости (выпучивании) сжатой арматуры, за которой может последовать отрыв защитного слоя бетона и внезапное разрушение конструкции.

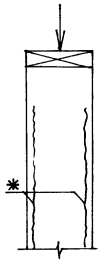


Рис. 50
(* трещины)

6.13. Насколько опасны поперечные (горизонтальные) трещины в колоннах?

В колоннах, работающих на сжатие с большими эксцентриситетами, не только образуется растянутая зона, но и могут появиться поперечные трещины. Сами по себе трещины опасности для таких колонн не представляют, все зависит от их длины и ширины раскрытия, а также от сочетания нагрузок в момент их обнаружения. Например, при определенных сочетаниях все сечение колонны по расчету может быть сжато, и если при этом трещины не закрываются, то данный факт свидетельствует о неблагополучном состоянии конструкции. Причиной образова-

ния поперечных трещин может быть и небрежность при перевозке, складировании или монтаже (вопрос 3.6).

6.14. Каковы признаки перегрузки консолей железобетонных колонн?

Работа консоли напоминает работу кронштейна, сжатым подкосом которого является наклонная сжатая полоса бетона, а растянутой связью – верхняя горизонтальная арматура *S*. Поэтому перегрузка проявляется в образовании трещин (рис. 51) – либо расположенных вдоль наклонной полосы (а), либо начинающихся с верхней грани и пересекающих растянутую арматуру (б). Если консоли армированы жесткой арматурой – косыми пластинами (колонны серии ИИ-04 и 1.020), то перегрузка консолей может вызвать также и потерю устойчивости (боковое выпучивание) пластин и последующий отрыв защитного слоя бетона.

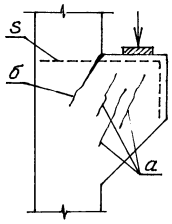


Рис. 51
(а, б – трещины)

6.15. Каковы признаки некачественного бетонирования конструкций?

Один их характерных признаков – неоднородная поверхность: наличие (иногда чередование) плотных и рыхлых слоев, что свидетельствует либо о расслоении бетонной смеси в результате чрезмерного вибрирования, либо, наоборот, о зависании бетона на арматурных сетках и каркасах в результате или недостаточного вибрирования, или слишком жесткой бетонной смеси, или слишком крупного заполнителя. Другой признак – наличие пор и раковин на поверхности. Часто они указывают и на наличие крупных пустот внутри тела конструкции, что может подтвердить глухой звук при ударе молотком. Третий – наличие участков с низкой прочностью, что легко проверяется механическим воздействием и что обычно указывает на плохой прогрев при зимнем бетонировании.

6.16. Как по виду трещин в каменных стенах определить характер неравномерных деформаций основания?

При неравномерных деформациях основания каменные стены работают как балки, нагруженные частью веса перекрытий (покрытия) и собственного веса. (Другая часть уравновешивается опорной реакцией просевшего грунта.) Опорами их служат непросевшие участки основания. Отсюда и направление трещин: если основание плавно просело в средней части, то трещины имеют вертикальное направление и начинаются снизу (рис. 52,а), если плавно просело по краям, то вертикальные трещины начинаются сверху (б), если основание просело резко (локально), то трещины имеют наклонное направление (в, г).

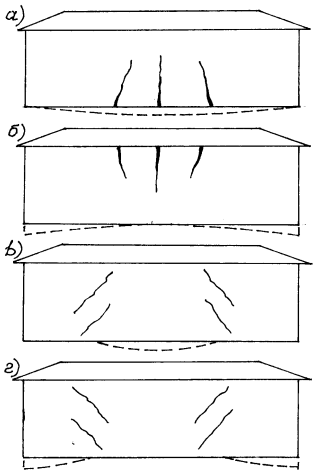


Рис. 52

При более сложном характере просадок могут одновременно образоваться трещины и вертикального, и наклонного направления. Почти всегда они проходят через сечения, ослабленные проемами.

Вертикальные и с небольшим наклоном трещины иногда можно спутать с трещинами, вызванными депланацией сечений при неравномерных нагрузках, и с температурными трещинами (см. главу 2). Поэтому прежде чем делать окончательный вывод, следует обратить внимание не только на вид трещин, но и на места их расположения.

6.17. Чем может быть вызвано раскрытие швов между сборными плитами перекрытий?

Раскрытие швов, как правило, вызвано горизонтальными деформациями перекрытий в направлении, перпендикулярном направлению самих плит. В большинстве случаев горизонталь-

ные деформации свидетельствуют о неравномерных деформациях оснований (просадках) и образовании растягивающих напряжений в стенах, на которые опираются плиты, при отсутствии в этих стенах арматурных поясов. Обычно раскрытие швов начинается с небольшого нарушения отделки потолка, а затем сопровождается образованием трещин в стенах, которые могут быть не сразу замечены.

6.18. Почему образуются деформационные трещины в стенах каменных зданий на свайных фундаментах?

Принято считать, что само по себе наличие свайных фундаментов исключает неравномерные осадки, а если они и бывают, то по причине форс-мажорных обстоятельств (сейсмических воздействий, изменений геологических условий и т.п.). В действительности, неравномерные осадки фундаментов на забивных висячих сваях явление не столь уж редкое. Вызвано оно обычно бывает тем, что строители погружают сваи не до проектного отказа, а до проектной отметки, т.е. на бóльшую глубину (этим они освобождают себя от трудоемкой обрубки голов свай). Поскольку количество ударов молота на забивку разных свай разное, то «легко» забитые сваи обладают существенно меньшей несущей способностью, а потому и оседают при действии эксплуатационной нагрузки больше, чем «туго» забитые. Отсюда – неравномерные осадки свай, трещины в ростверках и в стенах.

6.19. Каковы симптомы перегрузки каменной кладки при сжатии?

Симптомами, как и в сжатом бетоне, являются продольные (вертикальные) трещины. Например, если на участке шириной 1 м образовались три-четыре трещины длиной 300…350 мм (но не более 4-х рядов кладки из стандартного одинарного кирпича), то напряжения в кладке превышают ее расчетное сопротивление на 40…60%, а если длиной 450…500 мм (не более 6-ти рядов), то напряжения превышают расчетное сопротивление на 70…90%.

Даже без увеличения нагрузки происходит дальнейший рост таких трещин, который заканчивается разрушением кладки.

6.20. О чем свидетельствует выпучивание стен и простенков?

Свидетельствует об их аварийном состоянии. Перегрузка этих элементов может проявляться в образовании вертикальных трещин не только поперек, но и вдоль стен (рис. 53). Такие трещины бывает трудно обнаружить, т.к. они скрыты дверными или оконными коробками. Причиной выпучивания наружных стен может стать и промерзание, когда конденсатная влага при замерзании разрывает кладку изнутри. Этот процесс приводит к ослаблению сечений, а следовательно – и к их перегрузке.

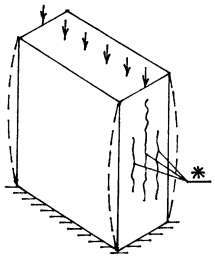


Рис. 53
(* трещины)

6.21. О чем свидетельствуют трещины в каменной кладке под опорами балок и ребер плит?

Свидетельствует о чрезмерных напряжениях смятия в кладке. При длине трещин до 150 мм (2 ряда кладки из одинарного кирпича) кладка перегружена примерно в 1,5 раза, при длине до 300…350 мм (4 ряда) кладка находится накануне разрушения, за которым следует падение опирающихся на нее конструкций. Наиболее опасны трещины, которые вызваны недостаточной глубиной опирания вышележащей конструкции (вопрос 4.9).

6.22. О чем свидетельствуют горизонтальные трещины в местах сопряжения стен и перекрытий?

Свидетельствуют о начале процесса потери устойчивости стен. Вызвано это отсутствием анкеровки стен в перекрытиях и выдергиванием перекрытий в результате горизонталь-

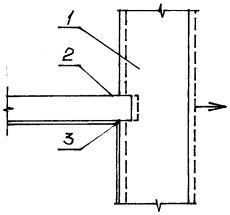


Рис. 54
(1 – стена, 2 – перекрытие, 3 – трещина в штукатурке)

ного перемещения стен (см. главу 2). Указанные трещины разрывают только штукатурку (рис. 54), не затрагивая сами перекрытия и каменную кладку. Если штукатурка отсутствует, то о выдергивании перекрытий можно судить по изменению цвета нижней поверхности плит. К сожалению, при наличии подвесных потолков эту опаснейшую «болезнь» обнаружить на ранней стадии почти невозможно.

)

6.23. Могут ли отсутствовать видимые признаки перегрузки каменной кладки, если по расчету кладка сильно перегружена?

Подобная ситуация чаще всего встречается в случаях, когда каменный элемент (колонна, простенок) выполнен с продольной арматурой или с железобетонным сердечником (комплексное сечение), наличие которых при обычном осмотре поверхности обнаружить невозможно.

6.24. О чем свидетельствует повреждение наружного слоя кладки стен?

Свидетельствует, как правило, о его морозном разрушении (размораживании). Например, в плохо проветриваемых помещениях с высокой влажностью и некачественной внутренней пароизоляцией (санузлы, душевые, бани, плавательные бассейны, автомойки) наружные стены со временем насыщаются влагой, теряют свои теплозащитные свойства, промерзают, «точка росы» по мере увлажнения перемещается к наружной поверхности, а замерзшая влага постепенно разрушает каменную кладку (см. также вопрос 6.20). Процесс этот может продолжаться годами и, если не принять своевременных мер, неизбежно приведет к уменьшению сечения стен, снижению прочности кладки и обрушению несущих конструкций.

Аналогичная картина наблюдается и в стенах из легкобетонных блоков, оштукатуренных снаружи плотным раствором. Последний играет роль внешней пароизоляции, способствует накоплению и конденсации водяных паров, попеременному замораживанию и оттаиванию кладки и, в конечном счете, ее разрушению.

Размораживание кладки при внешнем замачивании особенно часто наблюдается в цокольных и карнизных частях зданий, а также у перепадов высот кровли, и наиболее слабо ему сопротивляется кладка из силикатного кирпича, а также из пустотелого кирпича, особенно, полусухого прессования.

6.25. Отчего могут появиться горизонтальные трещины в наружных стенах подвалов?

Горизонтальные трещины на внутренних поверхностях монолитных стен подвалов или раскрытие горизонтальных швов в стенах из бетонных блоков являются признаком либо чрезмерного бокового давления грунта (вызванного некачественной засыпкой пазух котлована), либо недостаточной толщины стен. Как правило, такие стены необходимо усиливать – либо наращиванием сечения дополнительным слоем бетона, либо контрфорсами (см. главу 7).

6.26. Отчего могут появиться трещины в несущих каменных стенах и простенках нижних этажей строящихся зданий?

Одна из причин образования трещин – недостаточная прочность каменной кладки, выполнявшейся поздней осенью на растворе без противоморозных добавок. Раствор до замерзания успел набрать незначительную часть проектной прочности, и если за зиму было возведено много этажей, то в период весеннего оттаивания кладка оказалась перегруженной.

Глава 7
ПРИНЦИПЫ УСИЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ЗДАНИЙ

Строительные конструкции усиливают в двух случаях. Первый – когда в процессе эксплуатации в них возникли дефекты и повреждения: трещины, искривления, провисания, коррозия и т.п. Тогда способ усиления зависит от вида и степени повреждений, а сама конструкция усиления и сечения ее элементов определяется расчетом, который учитывает остаточную несущую способность существующей конструкции и действующие на нее нагрузки. Однако при угрожающем состоянии эксплуатируемых конструкций усиление представляет собой оперативные противоаварийные меры временного характера – тут вопрос стоит о предотвращении обрушения, когда времени для тщательной разработки, изготовления и монтажа усиливающих конструкций нет, и потому приходится принимать решения, наиболее просто и быстро осуществимые.

Второй случай – когда предполагается увеличить нагрузку на конструкцию (при надстройке или реконструкции зданий, перепланировке помещений, замене оборудования и т.п.). Тогда необходимость усиления конструкции определяется расчетом ее действительной несущей способности (с учетом фактических размеров сечений, характеристик материалов и наличия дефектов) и сравнением ее с усилиями от ожидаемых нагрузок.

Существуют множество приемов усиления, которые достаточно подробно описаны в научно-технической и справочной литературе, – приводить их все в рамках данной работы нет возможности. Поэтому в настоящей главе рассмотрены только сами принципы усиления, особенности работы усиливающих конструкций и ошибки, которые иногда допускают строители и проектировщики, а в качестве примеров использованы самые распространенные схемы усиления.

Усиливающие конструкции обычно проектируют из металла или монолитного железобетона (изредка из каменной кладки). Технология усиления железобетоном требует мокрых процессов, в большинстве случаев устройства опалубки (а то и строительных лесов) и времени для набора бетоном проектной

прочности, что неизбежно приводит к продолжительному выводу из эксплуатации помещений или их отдельных участков. Поэтому там, где есть возможность выбора вариантов, практика предпочтение отдает металлу, хотя по стоимости и эксплуатационным затратам он существенно дороже железобетона, а во многих случаях нуждается и в специальной защите от огня.

Следует заметить, что работы по усилению несущих конструкций требуют более высокой квалификации и опыта исполнителей и более тщательного контроля качества, чем обычные строительно-монтажные работы, а проектирование усиления – более глубоких знаний строительных конструкций, прочностных и деформативных свойств строительных материалов, чем проектирование новых конструкций и зданий.

Приступая к данной главе, автор считает своим долгом упомянуть о неоценимом вкладе, который внес в разработку теории, методов расчета и новых конструкций усиления выдающийся ученый и инженер Н.М.Онуфриев. Его книги, изданные в 1940-70-е гг., до сих пор остаются незаменимыми пособиями – учебными для студентов и справочными для инженеров.

Вместе с тем в вопросах усиления остается еще очень много неизученного. Имеется множество способов усиления, авторы которых были больше озабочены получением патентов и авторских свидетельств, нежели всесторонним исследованием своих изобретений и доведением их до практического применения. Даже некоторые давно известные способы не всегда имеют сопровождение в виде инженерных методов расчета. Поэтому во многих случаях конструктору-проектировщику приходится полагаться на свой опыт и интуицию, и хорошо, если опыт у него богатый, а интуиция не подводит. Хочется надеяться, что молодое поколение ученых и инженеров всерьез займется нерешенными вопросами и сумеет ликвидировать многочисленные «белые пятна».

7.1. Каковы общие методы усиления несущих конструкций?

При всем разнообразии приемов (способов) усиления все они базируются на одном из двух методов – уменьшении усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) в кон-

струкции или увеличении ее несущей способности. В первом случае конструкцию разгружают, т.е. передают всю или часть нагрузки на другую – усиливающую – конструкцию. Разгружение зачастую осуществляют за счет изменения расчетной схемы существующей конструкции – например, превращают балку из однопролетной в двухпролетную, подводя под нее дополнительную опору. Во втором случае увеличивают (наращивают) сечение конструкции или увеличивают сопротивление материала – например, за счет поперечного обжатия. Конечно, такое разделение достаточно условно – часто в одном приеме усиления используют оба метода.

7.2. Что значит «включить в работу» усиливающую конструкцию?

После завершения строительно-монтажных операций по усилению усиливающая конструкция должна сразу же, как только начала прикладываться дополнительная нагрузка, воспринимать причитающуюся ей часть этой нагрузки (усилий, напряжений), т.е. деформироваться совместно с усиливаемой конструкцией, – это и называется включением ее в работу. В противном случае разрушение усиливаемой конструкции может произойти раньше, чем усиливающая начнет воспринимать свою долю нагрузки.

Например, если под железобетонную балку в середине пролета подвести дополнительную жесткую опору в виде стойки и оставить между ними зазор, то балка при увеличении нагрузки будет в состоянии прогибаться (а значит, в ней будет расти и изгибающий момент) до тех пор, пока зазор не исчезнет (рис. 55). Рост изгибающего момента, в конце концов, может привести к разрушению балки – все зависит от величины зазора. Поэтому при подведении дополнительных опор зазоры необходимо устранять – подклиниванием стальными пластинами, подливкой бетона или др. способами. Только тогда опоры будут включены в работу.

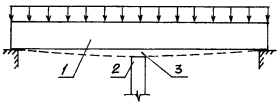


Рис. 55
(1 – усиливаемая балка,
2 – дополнительная опора,
3 – зазор)

7.3. Почему усиление целесообразно проводить при минимальном значении эксплуатационных нагрузок?

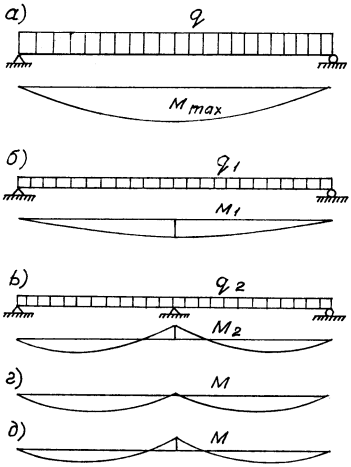


Рис. 56

Для ответа на этот вопрос рассмотрим упомянутый выше пример усиления балки (рис. 56). Если дополнительную опору подводить тогда, когда на балку действует максимальная эксплуатационная нагрузка q и, следовательно, максимальный изгибающий момент M_{max} (а), то опора работать не будет, усилие в ней будет равно нулю. Она сможет выполнить лишь противоаварийную задачу – удержать балку от обрушения. Если с балки снять часть нагрузки q_2, то от оставшейся части q_1 в балке возникает изгибающий момент M_1 (б). После подведения опоры и приложения ранее снятой нагрузки q_2 балка начнет работать как двухпролетная и в ней возникнет дополнительный момент M_2 (в). Сумма этих моментов M (г) даст намного меньшее значение, чем M_{max}. Понятно, что суммарная величина моментов будет тем меньше (а нагрузка на усиливающую конструкцию тем больше), чем больше величина снятой нагрузки q_2.

Правда, в данном примере не следует впадать в другую крайность. Можно перед усилением настолько сильно разгрузить балку (д), что в середине пролета возникнет такой отрицательный момент, который балка воспринять будет не в состоянии из-за недостаточного (или отсутствия) армирования верхней зоны, и вместо усиления балки произойдет ее разрушение. Поэтому при проектировании усиления всегда следует придерживаться правила: *новая эпюра моментов не должна выходить за пределы эпюры материалов существующей конструкции.*

7.4. Как следует подклинивать зазоры между усиливающей и усиливаемой конструкциями?

В этом деле опасно переусердствовать. При сильной забивке стальных пластин возникают большие расклинивающие усилия, причем усилия неконтролируемые, которые могут вызвать в усиливаемой конструкции опасные для нее изгибающие моменты. Особенно осторожно следует выполнять усиление многопролетных неразрезных балок. Если при усилении балки одного из пролетов создать большое расклинивающие усилие, то в соседних пролетах изгибающие моменты возрастут, что может привести балки в аварийное состояние, – такие случаи в практике усиления встречаются. Поэтому толщину стальных клиньев (пластин) следует подбирать в соответствии с фактическими зазорами и забивать их легкими ударами молотка.

Необходимо помнить и о том, что в усиливающих опорах (стойках) из монолитного железобетона или каменной кладки будут происходить усадочные процессы, особенно интенсивные в первые дни. Поэтому подклинивание зазоров нужно производить не ранее чем через неделю после возведения опор, а передачу дополнительной нагрузки – после набора бетоном или кладкой проектной прочности.

7.5. Чем отличаются жесткие опоры от упругих?

Жесткие – это опоры, которые не деформируются под нагрузкой (рис. 57,а). Упруго проседающими, или просто упругими, называются опоры, которые деформируются (проседают) под нагрузкой вместе с самой конструкцией (рис. 57,б). Деформации упругих опор зависят от величины нагрузки, от жесткости опирающейся конструкции (например, балки) и от жесткости самих опор. Чем меньше жесткость опоры, тем меньше опорная реакция R, тем меньше разгружается опирающаяся конструкция.

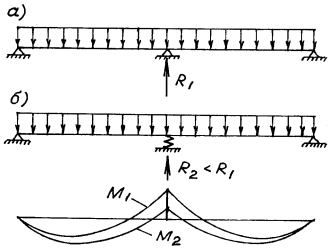


Рис. 57

К жестким опорам обычно относят стойки (колонны) из кирпича, железобетона или металла, подкосы и т.п. элементы, которые подводят под усиливаемые конструкции и деформации которых настолько малы, что ими можно пренебречь. Однако подобные опоры имеют один существенный недостаток – они перегораживают помещения. Кроме того, опоры в виде стоек требуют устройства самостоятельных фундаментов. При этом следует иметь в виду, что основание под фундаментом в свою очередь подвергается деформациям (осадкам), в результате которых нагрузка на стойку со временем уменьшается, а изгибающие моменты и поперечные силы в усиленной балке возрастают. Во избежание этого необходимо под подошвой фундамента либо предварительно обжимать грунт, либо устраивать большую песчано-щебеночную подушку. Поэтому, несмотря на всю простоту подобного усиления, его применяют довольно редко.

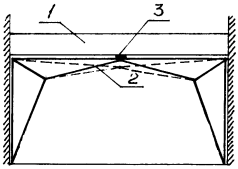


Рис. 58

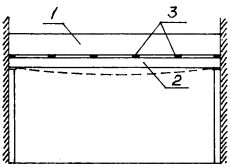


Рис. 59

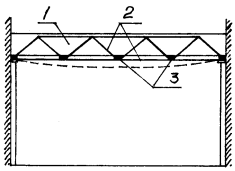


Рис. 60

(1 – усиливаемая конструкция, 2 – усиливающая конструкция, 3 – прокладки)

Указанных недостатков лишены портальные рамы (рис. 58), стальные балки (рис. 59), фермы (рис. 60), шпренгели и некоторые другие усиливающие конструкции. В процессе нагружения они подвергаются заметным деформациям (прогибам) совместно с усиливаемой конструкцией (пунктирные линии на рисунках), которыми пренебречь нельзя, не допустив грубейшую ошибку. Поэтому дополнительные опоры, которые образуют подобные конструкции, относятся к упругим.

7.6. Насколько эффективно усиление стальными балками?

Подведение стальных балок под железобетонные балки или плиты довольно распространенный прием усиления. Основан он на методе частичного разгружения – стальная балка является дополнительной (упругой) опорой и берет на себя часть полезной нагрузки. Однако эффективность такого усиления, как правило, невелика. Сечения стальных балок проектировщики зачастую подбирают простым суммированием несущих способностей усиливаемой и усиливающей балок: если существующая балка (плита) в состоянии воспринимать только часть расчетного изгибающего момента M, то сечение стальной балки подбирают из условия восприятия недостающей части.

Такой подход ошибочен по двум причинам. Во-первых, стальная балка включается в работу не с самого начала, а со времени приложения дополнительной нагрузки. Чем меньше разгружена железобетонная балка (плита), тем менее эффективно работает стальная балка (см. вопрос 7.3). Во-вторых, доли совместно воспринимаемой нагрузки определяются не несущими способностями сечений, а совместными деформациями (прогибом f). Поэтому дополнительная нагрузка распределяется пропорционально жесткостям существующей и усиливающей конструкций.

Поясним на примере (рис. 61). Железобетонная балка пролетом 6 м имеет жесткость $B_b = \varphi_{b1}EI_{red} / \varphi_{b2} = 81000$ кН·м^2 (при отсутствии трещин) и в состоянии воспринимать 80% расчетного изгибающего момента $M = 290$ кН·м. До начала усиления нагрузка на балку снижена наполовину, т.е. изгибающий момент в ней составляет 145 кН·м. Следовательно, из оставшейся половины изгибающего момента железобетонная балка должна воспринять не более 30%M ($\Delta M_b = 87$ кН·м), а стальная – не менее 20%M ($M_s = 58$ кН·м). Поскольку прогибы балок одинаковы ($f_b = f_s$), пропорционально этим моментам должны быть и жесткости балок: $\Delta M_b/B_b = M_s/B_s$, откуда $B_s/B_b = 2/3$, т.е. жесткость стальной балки $B_s = 54000$ кН·м^2. Этой жесткости соответствует прокатный двутавр №45, напряжения в нем при действии изгибающего момента 58 кН·м составят 47 МПа, т.е. всего 1/5 расчетного сопротивления стали марки С235. Чем большая часть нагрузки снята с железобетонной балки до начала усиления, тем

меньшее сечение потребуется для усиливающей балки и тем эффективнее она будет работать. Но даже при полном снятии нагрузки напряжения в последней (двутавр №33а) составят всего 110 МПа.

Из приведенного примера видно, насколько неэффективно используется несущая способность усиливающей балки даже при самом раннем включении ее в работу. Правда, стальная балка будет нагружаться более интенсивно после образования трещин в железобетонной балке, когда жесткость последней заметно снижается. Однако строгий расчет их совместной работы на этой стадии затруднителен, а его результаты могут оказаться далекими от фактической работы.

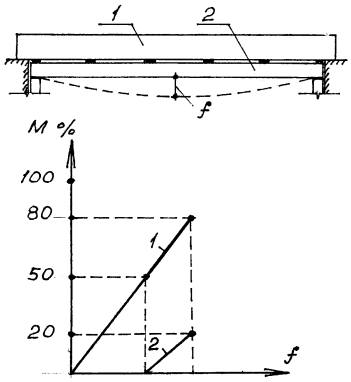


Рис. 61
(1– усиливаемая балка,
2 – усиливающая стальная балка)

7.7. Как повысить эффективность усиления изгибаемых элементов стальными балками?

Чтобы повысить эффективность работы стальных усиливающих балок, нужно создать предварительное напряжение: усиливающую (стальную) балку частично нагрузить, а усиливаемую (железобетонную) частично разгрузить – еще до того, как будет приложена дополнительная внешняя нагрузка.

Выполнить предварительное напряжение можно разными способами. Один из них – оттянуть стальную балку книзу (прогнуть) с помощью подвешенных грузов, а в образовавшиеся между ней и железобетонной балкой зазоры вставить металлические распорки (пластины или пакеты из листов). После снятия грузов стальная балка стремится вернуться в исходное состояние (выпрямиться), но железобетонная этому препятствует. В результате, усиливающая балка нагружена силами, направленными сверху вниз, а усиливаемая – теми же силами, направлен-

ными снизу вверх (рис. 62). Правда, при этом часть преднапряжения стальной балки теряется (вопрос 7.8).

Потери напряжений можно исключить, если подобную операцию осуществлять с помощью гидродомкратов, устанавливаемых на усиливающую балку, с контролем усилий в них по манометру. При таком способе происходит одновременный выгиб железобетонной балки и прогиб стальной. Более простой способ – использование вместо домкратов натяжных или упорных болтов, усилия в которых контролируются по величине взаимного смещения f (суммы выгиба и прогиба) железобетонной и стальной балок (рис. 63).

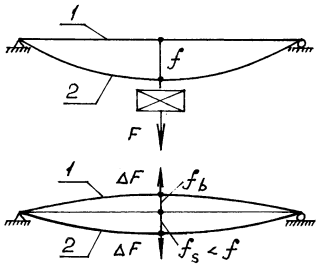


Рис. 62
(1 – усиливаемая балка,
2 – усиливающая балка)

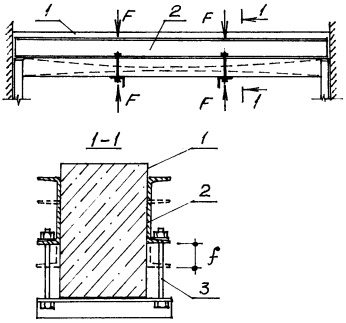


Рис. 63
(1 – усиливаемая балка,
2 – усиливающая балка,
3 – натяжные болты)

Здесь не были упомянуты потери от обмятия контактных поверхностей, неизбежные при любом преднапряжении. При проектировании усиления их принимают обычно равными 20% начальной величины преднапряжения.

Приведенный пример показывает, что усиление можно выполнять и без разгружения железобетонной конструкции, если создать в ней усилия обратного знака за счет предварительного напряжения усиливающей конструкции.

7.8. Почему теряется часть предварительных напряжений в

усиливающей балке при оттяжке ее грузами?

После снятия подвешенного груза F стальная балка жесткостью B_s, получившая прогиб f (рис. 62, вверху), стремится выпрямиться, т.е. полностью утратить начальные напряжения, но железобетонная жесткостью B_b этому препятствует – она выгибается на величину f_b, в то время как прогиб стальной балки уменьшается до величины f_s (рис. 62, внизу). Поскольку $f_s < f$, происходит частичная потеря напряжений, в результате чего железобетонная балка разгружается не всей силой F, а только ее частью ΔF. Эта же часть нагружает и усиливающую балку. Величина ΔF определяется следующим образом. Если пренебречь потерями напряжений от обмятия контактных поверхностей, то $f = f_b + f_s$. Тогда $f = F(k/B_s)$, $f_b = \Delta F(k/B_b)$, $f_s = \Delta F(k/B_s)$. Здесь k – условный коэффициент пропорциональности, зависящий от схемы подвески грузов. (Например, при подвеске одного груза в середине пролета $f = Fl^3/(48B)$, а $k = l^3/48$.) Отсюда $\Delta F = FB_b/(B_b + B_s)$. Следовательно, чем выше жесткость стальной балки по сравнению с железобетонной, тем меньше величина ΔF, тем больше потери напряжений.

7.9. Как работает шпренгель?

Шпренгель (рис. 64) – это стержневая конструкция, в которой за счет совместных деформаций с усиливаемой железобетонной конструкцией возникает растягивающее усилие P. Его горизонтальная проекция – распор $N' = N - T$ (где T – сила трения при перегибе стержней) создает положительный (загружающий) изгибающий момент $M_0 = N' \cdot e$, а вертикальные проекции D – отрицательный (разгружающий) момент M_p. Кроме того, в опорных участках возникают и разгружающие поперечные силы Q_p, в результате чего суммарные усилия ΣM и ΣQ оказываются меньшими, чем усилия M_q и Q_q от внешней нагрузки.

Целесообразно, казалось бы, концы шпренгеля опустить до уровня нейтральной оси усиливаемой балки, исключить образование в ней M_0 и повысить, тем самым, эффективность усиления. Однако ожидаемого результата это не даст, поскольку с уменьшением угла наклона одновременно уменьшатся значения D. Можно передвинуть весь шпренгель книзу, тогда и значения

D сохранятся и M_0 поменяет знак с положительного на отрицательный. Но в этом случае существенно усложняется конструкция шпренгеля, а сам он уменьшает полезный объем здания, поэтому такое решение широкого применения не нашло (а в зданиях с кранами вообще исключено).

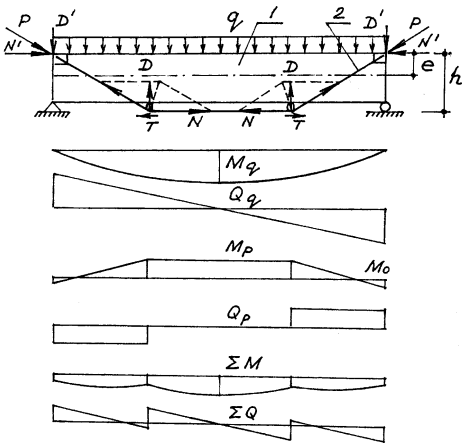


Рис. 64
(1 – усиливаемая балка, 2 – шпренгель)

В качестве шпренгельной затяжки используют стержневую арматурную сталь больших диаметров, а иногда даже прокатные профили из уголков или швеллеров. Как и в случае со стальными балками (вопрос 7.6), эффективность работы шпренгелей без предварительного напряжения весьма невелика. Опыт проектирования показывает, что если шпренгели включить в работу даже с самого начала (т.е. установить их при полностью снятой полезной нагрузке), то разгрузить железобетонные балки они в состоянии всего на 5…20%.

7.10. Как рассчитывают шпренгель?

Требуемую величину распора N определяют из требуемого уменьшения изгибающих моментов и поперечных сил на величину соответственно M_p и Q_p (рис. 64). Далее необходимо найти, какая часть этого распора приходится на совместные деформации шпренгеля с балкой, а какая часть – на его преднапряжение. Точный расчет здесь довольно сложен, поскольку связан с расчетом поворота торцов и линией прогибов балки, зависящих от схемы нагрузки, изгибной жесткости балки, осевой жесткости шпренгеля и др. факторов. Поэтому с достаточ-

ной для практики точностью пользуются приближенным расчетом: $N = [(M_{tot} - M_1)/h + \sigma_{sp}A_{ss}]\gamma_{ss} \leq 0{,}8R_sA_{ss}$, где M_{tot} (на рис. 64 обозначен как M_q) и M_1 – изгибающие моменты после и до усиления, h – стрела провеса шпренгеля (плечо между N и N'), σ_{sp} – величина преднапряжения шпренгеля, A_{ss} – площадь сечения стержней шпренгеля, γ_{ss} = 0,8 – коэффициент, учитывающий потери напряжений от обмятия контактных поверхностей, 0,8 – коэффициент условий работы стали.

Приравняв выше найденную величину распора к этому выражению, можно определить величину усилия предварительного натяжения, а из нее и площадь сечения стержней шпренгеля. Если усиление проводится при действии полной нагрузки на балку, то первое слагаемое в квадратных скобках становится равным нулю и все усилие N создается только за счет преднапряжения шпренгеля. Саму балку после усиления рассчитывают по прочности как внецентренно сжатый элемент с учетом его гибкости на действие сжимающей силы N' (распора за вычетом потерь от трения при перегибе) и изгибающего момента ΣM.

7.11. Что дает усиление балок затяжками?

Продольные затяжки в виде арматурных стержней или прокатных профилей располагают вдоль растянутой грани балок и закрепляют на торцах. Под воздействием внешней нагрузки балка прогибается, а ее опорные сечения (торцы) поворачиваются (рис. 65). При повороте торцы увлекают за собой затяжку, удлиняют ее и вызывают в ней растягивающее усилие, которое, в свою очередь, действует на балку в виде сжимающей силы P. От этой силы в балке возникает разгружающий момент $M_p = -Pe$, где e – расстояние от силы P до центра тяжести сечения. В отличие от усиления шпренгелем, поперечные силы здесь не уменьшаются и разгружение опорных участков (наклонных сечений) не происходит.

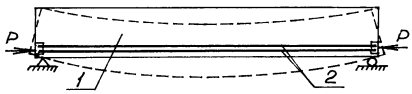


Рис. 65
(1 – усиливаемая балка, 2 – затяжка)

Чем больше снято нагрузки с балки до начала усиления, тем больше последующие углы поворота торцов, тем

больше и усилие P. Разумеется, при этом требуется заранее устранить (выбрать) начальную слабину затяжки. Но даже и при условии полного предварительного снятия нагрузки напряжения в затяжке достигнут небольшой величины – как правило, не более 100 МПа. Ведь она работает как внешняя арматура без сцепления с бетоном, у которой растягивающие напряжения по длине постоянны, в то время как рабочая арматура балки в опасных сечениях испытывает куда более высокие напряжения. Поэтому в затяжках создают предварительное напряжение, которое позволяет значительно увеличить силу обжатия P и, соответственно, увеличить разгружающий момент M_P.

Расчет затяжек можно выполнять приближенно. Из требуемой величины разгружающего момента M_p находят величину P, а далее из выражения $P = [(100\Delta M_m/M_{tot}) + \sigma_{sp}]A_{ss}\gamma_{ss} \leq 0{,}8R_sA_{ss}$ находят требуемую площадь сечения A_{ss} стержней затяжки, задавшись величиной их предварительного напряжения σ_{sp}. Здесь ΔM_m и M_{tot} – величины соответственно дополнительного изгибающего момента, возникающего от прикладываемой после усиления нагрузки, и изгибающего момента от полной нагрузки (без учета M_p), $\gamma_{ss} = 0{,}85$ –коэффициент, учитывающий потери напряжений. Размерность в формуле приведена в Н и мм, при размерности в кг и см коэффициент 100 заменяется на 1000.

Однако область применения затяжек весьма невелика, поскольку реальное опирание конструкций существенно отличается от идеального. В частности, у однопролетных железобетонных балок перекрытий и покрытий (а равно и ферм покрытий) в сборных каркасных зданиях опорные закладные детали приваривают к закладным деталям колонн, т.е. шарнирно-подвижные опоры у них отсутствуют. Это значит, что фактический поворот торцов меньше теоретического, а самое главное – расстояние между опорами, т.е. крайними точками нижней грани, остается неизменным. Поэтому даже предварительное напряжение затяжек такие конструкции практически не разгружает – почти все усилие P передается не на растянутую зону, а на опорные закладные детали. Столь же бессмысленно усиливать затяжками многопролетные неразрезные балки и балки (ригели) монолитных рамных каркасов.

7.12. Как создают предварительное напряжение в шпренгелях и затяжках?

Усилие предварительного натяжения создают взаимным сближением (стягиванием) ветвей шпренгеля или затяжки с помощью стяжных болтов на величину a, по которой контролируют и величину самого усилия N. Как видно из рис. 66, $a/b = tg\alpha = i$, тогда абсолютные деформации $\delta = (\sqrt{i^2+1} - 1)\Sigma b$, относительные деформации $\varepsilon = \delta/l$, а величина предварительного напряжения $\sigma_{sp} = \varepsilon E$, где Σb – суммарная длина участков перегиба, E – модуль упругости стали. Отсюда $N_{sp} = \sigma_{sp}A_s$, а усилие в стяжном болте $V = 2Ni$ (схема «А») или $V = Ni$ (схема «Б»). Проектное значение i назначается больше расчетного на 0,01 – величину, необходимую для выборки слабины ветвей.

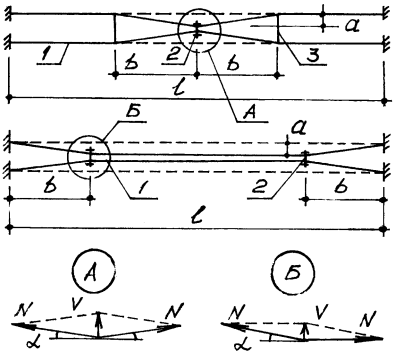


Рис. 66
(1 – стержни затяжки, 2 – стяжные болты,

Ветви можно натягивать также с помощью домкратов и нарезных муфт, но в последнем случае для контроля величины σ_{sp} необходимо применять специальные приборы (а не динамометрические ключи, которые дают слишком большую погрешность). Независимо от способов натяжения, величина предварительного напряжения σ_{sp} не должна превышать $0{,}9R_{sn}$ для мягкой стали (имеющей физический предел текучести) и $0{,}7R_{sn}$ для высокопрочной стали. Максимальные напряжения в стержнях шпренгеля или затяжки (после вычета потерь напряжений и добавления напряжений от дополнительно приложенной нагрузки) должны быть не более $0{,}8R_s$.

7.13. Как усиливают опорные участки балок?

Один из способов – выше приведенное усиление шпренгелями, при котором уменьшаются поперечные силы и происходит разгружение опорных участков (рис. 64).

Другой – устройство дополнительных выносных опор, на некотором расстоянии от существующих. Опоры устанавливают при частично или полностью снятой полезной нагрузке, после восстановления которой однопролетная, например, балка начинает работать как двух- или трехпролетная. В связи с этим расчетные усилия в ней, включая опорные реакции, определяют при двух расчетных схемах (до и после устройства выносных опор), а затем суммируют. Такой прием позволяет частично разгрузить существующие опоры, следовательно, разгрузить и опорные участки (а заодно и пролетные). В качестве усиливающих конструкций здесь используют двухконсольные балки (рис. 67), подкосы, подпруги, кронштейны и т.п. элементы. Если разгрузить железобетонные балки невозможно, то в усиливающих конструкциях создают преднапряжение (подобно преднапряжению стальных балок, см. вопрос. 7.7): оттягивают их концы книзу упорными болтами, домкратами или грузами, в результате чего на балки действуют разгружающие силы *F*.

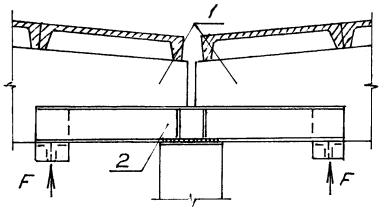


Рис. 67
(1 – усиливаемые балки,
2 – двухконсольная балка)

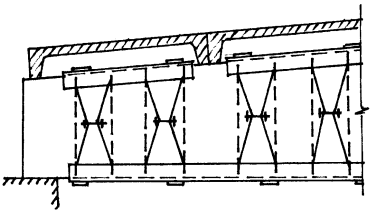


Рис. 68

Третий способ – устройство внешней поперечной арматуры (хомутов). Как показали опыты, без предварительного напряжения такая арматура практически не работает и прочность наклонных сечений не увеличивает – даже если она установлена при полностью снятой нагрузке. Предварительное напряжение хомутов обычно создают затягиванием концевых гаек, электро-

нагревом (в обоих случаях с контролем напряжений по удлинению стержней) или попарным их сближением с помощью стяжных болтов (см. вопрос 6.12 и рис. 68). Предварительное напряжение создает в опорных участках поперечные сжимающие напряжения σ_y, которые не только значительно разгружают внутреннюю поперечную арматуру, но повышают также сопротивление сжатого бетона срезу и трещиностойкость самих наклонных сечений. Практический расчет тогда сводится к определению диаметра и шага внешних хомутов, рассматриваемых в качестве обычной поперечной арматуры (при наличии наклонных трещин их расчетное сопротивление снижается на 25%).

Как следует из приведенного описания, первые два способа изменяют расчетную схему, третий – увеличивает несущую способность сечений.

7.14. Как усиливают решетчатые балки?

Для усиления решетчатых балок и их отдельных элементов можно применять те же способы, что и для сплошных, – шпренгели, внешние хомуты и пр. Однако решетчатые балки являются статически неопределимыми (рамными) конструкциями и в их работе есть некоторые особенности. В частности, при проектировании усиления следует проверять не только нормальные сечения (т.е. сечения поясов) и наклонные сечения в опорных участках, но и сечения стоек, работающих на сжатие или растяжение преимущественно с большими эксцентриситетами. В первую очередь это относится к приопорным стойкам. Непродуманные схемы усиления могут привести к росту усилий в этих элементах со всеми вытекающими последствиями. Поэтому при общем усилении балок (например, в связи с ожидаемым увеличением нагрузок) следует усиливать и стойки.

Одним из возможных вариантов их усиления является установка по диагонали отверстий стальных раскосов в виде распорок (рис. 69) или растяжек, воспринимающих дополнительные сдвигающие усилия и, тем самым, снижающих узловые моменты в решетке. Понятно, что для включения раскосов в работу необходимо создать плотный контакт распорок с поверх-

ностью бетона и выбрать слабину растяжек, а для повышения эффективности усиления – как можно больше разгрузить балки.

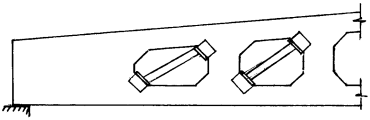


Рис. 69

Приведенные приемы усиления стоек в равной степени применимы и к безраскосным фермам, имеющим, по существу, ту же расчетную схему, что и решетчатые балки.

7.15. Как наращивают сечения изгибаемых элементов?

Цель наращивания сечений – увеличение несущей способности. При наращивании иногда изменяют и расчетную схему – например, однопролетные конструкции (балки или плиты смежных пролетов) превращают в многопролетные путем установки надопорной арматуры, общей для смежных конструкций, и ее обетонирования. Наращивание выполняют из монолитного железобетона (рис. 70). Оно может быть односторонним, двусторонним, трехсторонним (рубашка) и четырехсторонним (обойма). При одно- и двустороннем наращивании увеличивается ширина или высота сечения, при трех- и четырехстороннем – ширина и высота. Разумеется, при этом увеличивается и армирование.

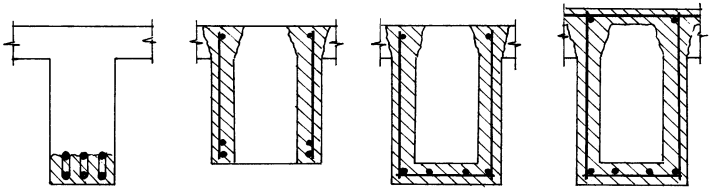


Рис. 70

Для включения в совместную работу необходимо обеспечить сцепление нового бетона со старым, т.е. выполнить насечку на поверхности старого бетона, тщательно очистить ее (промыть водой или продуть сжатым воздухом) и увлажнять в течение 1…1,5 час. перед бетонированием, не оставляя луж воды. Особо тщательно следует выполнять насечку на гладких гранях, соприкасавшихся с опалубкой, а очистку поверхности – в местах, где имеются масляные пятна и сильное загрязнение.

7.16. Как рассчитывают наращённые сечения при изгибе?

К сожалению, полной ясности в этом вопросе нет (за исключением двух нижеприведенных случаев), поскольку почти все экспериментальные исследования проводились на опытных образцах, полностью разгруженных до начала усиления. Очевидны только две крайние ситуации: а) при условии предварительного снятия всей полезной нагрузки наращённое сечение будет работать как единое (монолитное), расчет которого ведется обычными методами (с поправками на разные классы арматуры и бетона), б) если на усиливаемую конструкцию действует полная нагрузка, то наращивание смысла не имеет. Для промежуточных положений практические методы расчета отсутствуют. Некоторые справочники, правда, рекомендуют поступать следующим образом: если в момент наращивания нагрузка превышает 65% расчетной несущей способности, то расчетное сопротивление бетона и арматуры наращённой части принимается с коэффициентом 0,8, если не превышает, то с коэффициентом 1,0.

В действительности, дело обстоит сложнее, т.к. важную роль будет играть то, к какому типу относится нормальное сечение усиливаемой конструкции (к «слабо», «нормально» или «сильно» армированному), каков предел текучести у старой и новой растянутой арматуры, какова доля оставшейся нагрузки от полной, есть ли трещины в существующей конструкции и т.д.

Рассмотрим влияние только одного из перечисленных факторов. Если в существующей изгибаемой конструкции с обычным армированием трещины отсутствуют, то напряжения в ее растянутой арматуре не превышают 20…30 МПа. В этом случае можно допустить (хотя и с большой натяжкой), что старая и новая арматура начнут работать «с нуля». Однако и здесь возможны разные варианты. Например, если классы арматуры одинаковы, то в расчет их можно вводить с одинаковым расчетным сопротивлением. Если классы разные (например, у старой А-I, а у новой А-III), то в момент достижения старой арматурой расчетного предела текучести напряжения в новой будут не более 60% ее расчетного сопротивления. Если новая растянутая арматура

установлена в поперечном сечении не в одном уровне, а ниже старой, то напряжения в ней будут более высокими. Еще сложнее решать задачу, если в конструкции уже имеются трещины, если конструкция преднапряженная или если усиливаемое сечение относится к типу «сильно» армированных.

7.17. Как можно наращивать сечение балок при действии полной нагрузки?

Можно наращивать с помощью предварительного напряжения дополнительной (внешней) растянутой стержневой арматуры. Для этого в двух местах по длине балки вскрывают рабочую арматуру (рис 71), к ней в одном конце приваривают через прокладки дополнительную арматуру, которую удлиняют за счет нагрева сильным электрическим током и в нагретом состоянии приваривают другой конец. После остывания в дополнительной арматуре возникает растягивающее усилие, которое передается на балку в виде сжимающей силы *P* (за вычетом потерь напряжений), приложенной к рабочей арматуре. В результате, в балке возникает изгибающий момент обратного знака и происходит ее частичное разгружение. Усилие контролируют по удлинению нагреваемых стержней, при этом температура нагрева не должна превышать 350…400^{0}С.

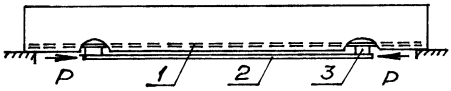


Рис. 71
(1 – существующая арматура, 2 – дополнительная арматура, 3 –прокладки)

Этот способ имеет ряд ограничений. Во-первых, сварка ослабляет арматуру, поэтому расчетную площадь ее сечения снижают на 25% по сравнению с номинальной. Во-вторых, приваривать дополнительную арматуру можно только к такой рабочей арматуре, которая заведена за грани опор, а не обрывается в пролете и не отгибается в верхнюю зону. В-третьих, таким способом можно усиливать только балки и ребристые плиты, выполненные без предварительного напряжения (иначе при сварке произойдет разупрочнение напрягаемой арматуры и потеря в ней предварительного напряжения). Несмотря на эти ограниче-

ния, подобный способ весьма эффективен, особенно при усилении монолитных балок перекрытий, в т.ч. многопролетных.

7.18. Можно ли наращивать сечение балок внешней арматурой без ее предварительного напряжения?

Можно, при условии разгружения железобетонных балок – частичного или полного. Однако, если внешнюю арматуру закрепить только по концам, то при увеличении (восстановлении снятой) нагрузки напряжения σ_s в арматуре будут малы, поскольку они определяются общим удлинением нижней грани балки всего усиленного участка (рис. 72,а). Поэтому арматуру нужно дополнительно приварить к существующей рабочей арматуре в нескольких промежуточных точках (через прокладки). Тогда напряжения в ней при восстановлении нагрузки будут определяться удлинениями нижней грани на небольших участках, т.е. ступенчато возрастать по мере приближения к опасному сечению (рис. 72,б).

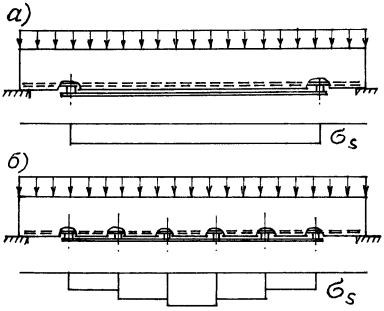


Рис. 72

7.19. Насколько эффективно усиление плит набетонкой?

Набетонка – это одностороннее наращивание сечения сверху. Сама технология производства работ подразумевает снятие всей полезной нагрузки с усиливаемой плиты, поэтому усиленная конструкция работает как монолитная. Набетонка увеличивает плечо внутренней пары сил, следовательно, увеличивает и несущую способность плит. Например, если на плиту толщиной 80 мм сделать набетонку толщиной 30 мм, то несущая способность вырастет в 1,4…1,5 раза. Однако подобный оптимистический результат возможен только при условии идеального сцепления нового бетона со старым, т.е. при отсутствии взаимного

сдвига слоев, что обеспечивается комплексом подготовительных мероприятий (вопрос 7.15).

Если все указанные мероприятия не выполнить, то сцепление не будет обеспечено, и общая несущая способность будет определяться из условия совместных деформаций (одинаковых прогибов) набетонки и плиты как отдельных слоев (вопрос 7.6), что резко снизит их суммарную несущую способность. Поэтому опытные проектировщики не без оснований предусматривают установку в существующие плиты вертикальных штырей (арматурных коротышей) с определенным шагом в обоих направлениях, которые, работая как нагели, препятствуют сдвигу нового слоя относительно старого. В результате, простота подобного усиления становится сомнительной. Есть и другой способ, так же надежно обеспечивающий совместную работу старого и нового слоев бетона, – просверливание с определенным шагом гнезд в старом слое, которые затем заполняются бетоном нового слоя, что, в итоге, создает шпоночные соединения, препятствующие сдвигу.

Не следует также забывать о том, что толщина набетонки в реальном исполнении колеблется в широких пределах (с отклонениями, как правило, более ±10 мм), в связи с чем проектную толщину набетонки приходится назначать обычно не менее 50 мм. А это – не только усиление, но и существенное утяжеление плит, следовательно, и увеличение нагрузки на все нижерасположенные конструкции, вплоть до фундаментов. Кроме того, новый слой бетона необходимо армировать сетками – не для обеспечения прочности, а для уменьшения негативного влияния усадки. В силу всех этих причин набетонку следует применять тогда, когда другие способы усиления оказываются неприемлемыми.

7.20. Как усиливают пустотные плиты перекрытий?

Усиливать пустотные плиты одной набетонкой не всегда целесообразно, потому что у них тонкая полка, в которую невозможно установить вертикальные штыри или устроить бетонные шпонки (вопрос 7.19). Если позволяют условия, можно в пролете плит подводить дополнительные опоры в виде попереч-

ных стальных балок, опирающихся на стойки или подкосы, т.е. превратить плиты из однопролетных в двух- или трехпролетные. Однако при подведении опор выполнять частичное разгружение плит следует продуманно, памятуя об отсутствии продольной арматуры в верхней полке (вопрос 7.3) и об отсутствии поперечной арматуры в средней части пролета, т.е. там, где появляются дополнительные опорные реакции.

Более эффективный способ – дополнительное армирование части пустот плоскими каркасами и последующее их заполнение бетоном с одновременным устройством набетонки (рис. 73,а). Такое усиление позволяет одновременно увеличить армирование и рабочую высоту сечения. При этом площадь контакта старого и нового бетона по сравнению с обычной набетонкой становится намного большей, и, чтобы обеспечить их совместные деформации, достаточно контактные поверхности усиливаемой плиты тщательно очистить (продуть сжатым воздухом), промыть струей воды и хорошо увлажнить, не оставляя луж воды.

Расчет усиленной конструкции выполняют из условия суммарного усилия в растянутой арматуре и соответствующей ему высоты сжатой зоны, а сумму моментов удобнее принимать относительно середины новой высоты сжатой зоны. Поскольку работы по усилению подобным способом выполняются при отсутствии полезной нагрузки, частичное разрушение полок усиливаемых плит и, соответственно, временное ослабление их несущей способности опасности не представляет.

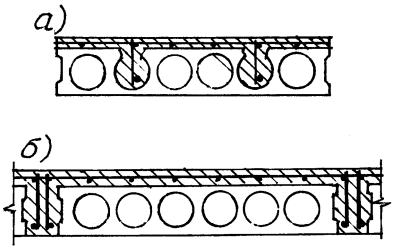


Рис. 73

Если недостаточность несущей способности типовых пустотных плит выявляется еще в процессе проектирования, то усиление можно осуществить более простым способом – с помощью сборно-монолитной конструкции (рис. 73,б), где монолитная часть представляет собой ребристую плиту, работающую совместно с пустотной. Таким же способом можно усилить и сборные ребристые плиты. Рас-

чет прочности усиленной конструкции можно выполнять приближенно (в запас) – суммированием несущих способностей сборных и монолитных плит. Усиленные пустотные плиты можно рассчитывать как монолитную конструкцию при условии, если на боковых поверхностях сборных плит имеются круглые вмятины для образования шпонок, а контактные поверхности очищены и увлажнены.

7.21. Как усиливают фермы?

Схемы усиления зависят от поставленной задачи и конструкции ферм. Если в неблагополучном состоянии находятся отдельные элементы, то и усиливать их можно по отдельности. Растянутые стойки и раскосы чаще всего усиливают преднапряженными затяжками (вопрос 7.11), сжатые элементы – стальными обоймами-распорками (вопрос 7.23), опорные и промежуточные узлы – внешними хомутами (вопрос 7.13). Для ферм с параллельными поясами весьма эффективной усиливающей конструкцией является шпренгель, располагаемый по линиям нисходящих (растянутых) опорных раскосов и средних панелей нижнего пояса. В тех случаях, когда требуется значительное увеличение несущей способности ферм (например, при аварийном состоянии или необходимости подвески тяжелого оборудования), их усиливают с помощью дополнительных металлических ферм, устанавливаемых с боков. В усиливающих фермах целесообразно создать преднапряжение, подобное преднапряжению стальных балок (вопрос 7.7).

7.22. Как усиливают каменные колонны и простенки?

Усиливают стальными (рис. 74,а), железобетонными (рис. 74,б), реже штукатурными обоймами. Обоймы выполняют двойную функцию: сдерживают поперечные де-

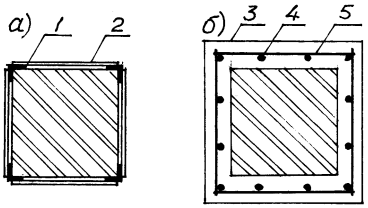


Рис. 74
(1 – вертикальные уголки,
2 – планки, 3 – монолитный бетон,
4 – продольная арматура,
5 – хомуты)

формации усиливаемого элемента, т.е. повышают его прочность при сжатии за счет объемного напряжения, и воспринимают часть вертикальной нагрузки, т.е. частично разгружают усиливаемый элемент. Функцию сдерживания поперечных деформаций выполняют планки стальных обойм и поперечная арматура (хомуты) железобетонных и штукатурных обойм, функцию восприятия вертикальной нагрузки – соответственно вертикальные уголки и бетон с продольной (вертикальной) арматурой. У штукатурных обойм работа вертикальной арматуры не учитывается

7.23. Как усиливают железобетонные колонны?

Железобетонные колонны усиливают стальными или железобетонными обоймами. Причем стальные обоймы, применяемые для каменной кладки (вопрос 7.22), для железобетонных колонн не приемлемы. Поперечные деформации бетона намного меньше, чем у каменной кладки, планки включаются в работу весьма слабо и эффект объемного сжатия практически отсутствует. Поэтому при усилении железобетонных колонн стальными обоймами учитывают только разгружающее влияние вертикальных уголков, эффективность работы которых резко возрастает при условии их предварительного напряжения.

Одним из самых простых способов такого преднапряжения является установка заранее перегнутых уголков с последующим их выпрямлением за счет горизонтального стягивания (рис. 75). После выпрямления уголки превращаются в распорки и в них возникает сжимающее усилие $N_{sp} = 0{,}9(\sqrt{i^2+1} - 1)E_sA_{sc}$, на величину которого происходит разгружение колонны. Здесь 0,9 – коэффициент условий работы, учитывающий потери напряжений от обмятия, A_{sc} – суммарная площадь

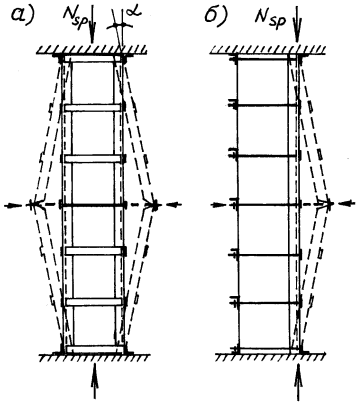


Рис. 75

поперечного сечения уголков, $i = tg\alpha$. Приведенная формула справедлива, разумеется, только при наличии надежных упоров в торцах уголков с самого начала их стягивания. Подобным способом можно эффективно усиливать колонны, работающие как с малыми (а), так и с большими (б) эксцентриситетами.

При усилении колонн многоэтажных зданий следует помнить о том, что нижние реакции распорок на промежуточных этажах создают дополнительные нагрузки на нижележащие перекрытия, поэтому усиление нужно выполнять, начиная с самых нижних колонн.

7.24. Как рассчитывают усиление железобетонных колонн обоймами?

При усилении стальными обоймами последние рассматривают как самостоятельные конструкции, в которых несущими элементами являются вертикальные уголки, а планки играют ту же роль, что и планки стальных решетчатых колонн. Иными словами, положительным влиянием планок на поперечные деформации бетона усиливаемой колонны пренебрегают (вопрос 7.23).

Наибольший эффект усиления достигается при использовании преднапряженных обойм-распорок, которые можно применять без снятия нагрузки с колонн (вопрос 7.23). Проектируя их, следует, однако, помнить о том, чтобы усилие N_{sp} не продавило опорные поверхности перекрытий (покрытия) и не оторвало от колонны сами перекрытия (покрытие), и о том, что стадия монтажа (стягивания вертикальных уголков) является наиболее невыгодной в работе распорок, т.к. уголки еще не соединены планками и их гибкость велика.

При отсутствии преднапряжения стальные обоймы имеет смысл применять только при условии частичного или полного разгружения колонн (что далеко не всегда возможно осуществить) и при условии плотной подклинки зазоров между концами уголков и опорными поверхностями. Тогда при действии дополнительной нагрузки уголки следует рассчитывать на основе равенства их продольных деформаций с деформациями железобетонной колонны (точнее всего – совмещая диаграммы сжа-

тия стали и бетона данного класса). Понятно, что чем меньше нагрузки снято с колонны, тем меньше напряжения в уголках обоймы, тем менее эффективно работает обойма.

При усилении железобетонными обоймами поперечное сечение можно рассчитывать как монолитное с поправками на разные классы бетона старой и новой частей сечения и со следующими коэффициентами условий работы бетона и арматуры наращённой части: 1,0 при нагрузке на усиливаемую колонну в момент усиления менее 65% ее расчетной несущей способности, 0,8 при нагрузке от 65 до 95% расчетной несущей способности и 0,25 при нагрузке более 95% расчетной несущей способности.

7.25. Как рассчитывают каменные колонны и простенки, усиленные обоймами?

При усилении каменных колонн и простенков поперечная арматура и планки играют весьма существенную роль. В расчетные формулы несущей способности усиленной кладки входят два главных слагаемых – несущая способность кладки и несущая способность вертикальных элементов обоймы (уголков или бетона с продольной арматурой).

Несущая способность кладки зависит от марки кирпича и раствора, от наличия дефектов и повреждений и от объемного процента внешнего поперечного армирования (планок или хомутов). Например, при наличии поперечных планок сечением 60 × 5 мм с шагом по высоте 500 мм (объемный процент армирования 0,47%) прочность колонны сечением 510 × 510 мм из кирпича марки 75 на растворе марки 50 повышается на 62%. Однако с увеличением поперечного армирования его влияние затухает. В том же примере увеличение площади сечения планок или уменьшение их шага вдвое дает дополнительное повышение расчетного сопротивления кладки всего на 19%.

Несущая способность вертикальных элементов обоймы зависит от площади их сечения, класса (марки) стали, класса бетона и от способов закрепления концов обоймы. Если оба конца уперты в соответствующие конструкции, т.е. нагрузка с вышележащих конструкций непосредственно передается на обойму, а с нее на нижележащие конструкции, то расчетное сопротивле-

ние вертикальных уголков и продольной арматуры принимается с коэффициентом 0,85, а бетона – с коэффициентом 1,0. Если уперт только один конец, то с коэффициентами соответственно 0,6 и 0,7, если непосредственной передачи нагрузки нет, то соответственно 0,2 и 0,35. В последнем случае нормальные напряжения в вертикальных элементах обойм возникают только благодаря совместным деформациям за счет сил сцепления (или трения) с поверхностью кладки.

7.26. Как передать часть нагрузки непосредственно на вертикальные уголки стальных обойм?

Передавать нагрузку удобнее всего через горизонтальные (упорные) уголки, которые через тонкий выравнивающий слой раствора следует плотно прижать к опорным поверхностям соответствующих конструкций – балок, перемычек, фундаментов и т.п., а затем приварить к вертикальным уголкам (рис. 76).

Однако возможности передавать нагрузку на вертикальные уголки существенно ограничены, о чем всегда следует помнить. Во-первых, при усилении промежуточных колонн многоэтажных зданий нагрузка от уголков будет передаваться на нижележащие перекрытия. Для такой передачи должна быть уверенность в том, что эти перекрытия в состоянии воспринять дополнительную нагрузку. Во-вторых, чтобы передать хотя бы часть нагрузки, необходимо эту часть с перекрытия (покрытия) предварительно снять.

Наконец, в многоэтажных зданиях, чтобы загрузить уголки обоймы нижнего этажа, мало разгрузить перекрытия всех этажей, нужно еще усилить обоймами все вышерасположенные колонны, уголки которых будут передавать по цепочке нагрузку на нижнюю обойму. Если обоймы на выше расположенных колоннах не установить, то на уголки нижней колонны будет передаваться только та часть нагрузки, которая была временно снята с

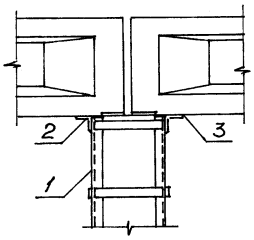


Рис. 76
(1 – вертикальные уголки, 2 – опорные уголки, 3 – подстилающий слой раствора)

перекрытия одного нижнего этажа. В силу перечисленных причин использовать в должной мере несущую способность вертикальных уголков без их предварительного напряжения удается крайне редко.

7.27. Всегда ли поперечные планки стальных обойм эффективно сдерживают поперечные деформации каменной кладки?

Нет, не всегда. Если вертикальные уголки неплотно и неравномерно прижаты к поверхностям усиливаемого элемента, то последний имеет возможность беспрепятственно деформироваться в поперечном направлении до тех пор, пока не исчезнет зазор, – только тогда планки начнут вступать в работу. При таком качестве исполнения (к сожалению, не редком) проку от усиления почти нет. Поэтому при усилении стальными обоймами всегда необходимо предусматривать мероприятия, заставляющие планки немедленно включаться в работу. Одним из них может быть прижатие уголков инвентарными струбцинами до начала приварки к ним планок, другим – предварительное напряжение планок электронагревом или натяжными гайками (в последнем случае планками являются круглые стержни с резьбой на одном конце). При этом между поверхностями уголков и усиливаемой конструкции в местах расположения планок следует установить стальные прокладки («сухарики«), а зазоры плотно зачеканить раствором. Данные требования особенно относятся к усилению простенков, образуемых в существующих стенах при устройстве в них новых проёмов. При пробивке таких проемов перфораторами (отбойными молотками) образуются «рваные» края, зазоры между уголками и поверхностями простенков достигают нескольких сантиметров, и стальная обойма, по существу, становится лишь декорацией. Поэтому новые проемы в стенах следует не пробивать, а прорезать дисковой пилой.

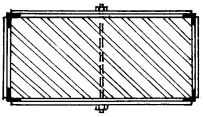


Рис. 77

Далее, при редком расположении планок разрушение усиливаемого элемента может произойти в промежутках между ними. Поэтому планки по высоте необходимо располагать с шагом не более 500 мм и не более наименьшего

размера поперечного сечения усиливаемого элемента.

Наконец, с увеличением ширины простенков влияние планок, расположенных по коротким сторонам сечения, уменьшается. Поэтому, если ширина простенка превышает его толщину в два раза и более, то длинные планки необходимо стягивать попарно болтами, которые играют роль внутренних планок (рис. 77). Их пропускают через отверстия в кладке с шагом по высоте не более 0,75 м, а по ширине не более двойной толщины простенка (но не более 1 м).

7.28. Какую ошибку допускают при усилении простенков, образуемых в результате устройства новых проемов?

После устройства в стене нового проема, неподалеку от существующего, простенок, расположенный между ними, часто оказывается перегруженным, и в проекте реконструкции предусматривают его усиление обоймой. Однако усиление, как правило, выполняют уже после устройства нового проема, допуская, тем самым, грубейшую ошибку, поскольку усиливают уже перегруженный (а то и аварийный) простенок. Чтобы подобная ошибка не привела к роковым последствиям, проектировщикам следует разрабатывать в проекте комплекс противоаварийных мер, включая устройство временных разгружающих конструкций до начала пробивки проема.

7.29. Как усиливают стыки колонн со стаканными фундаментами?

Типичный дефект стыков колонн со стаканными фундаментами описан в вопросе 1.2. Исправить этот дефект – значит восстановить жесткость узла сопряжения указанных конструкций. Делается это, обычно, с помощью наращивания фундамента (рис.78). Размеры наращённой части, класс бе-

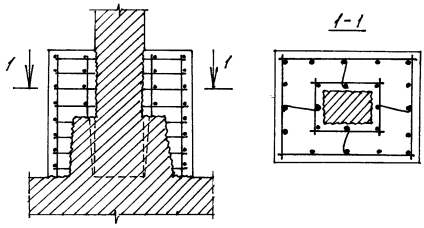


Рис. 78

тона и армирование определяются изгибающими моментами и поперечными силами в заделке. Для надежной передачи усилий наращённая часть должна иметь хорошее сцепление с поверхностью колонны и существующего фундамента (вопрос 7.15).

7.30. Как усиливают места опирания конструкций?

Под опорами балок, ригелей, лестничных площадок, перемычек и т.п. конструкций возникают напряжения смятия в нижерасположенных элементах – стенах, простенках, колоннах. При перегрузке опорных площадок усиление выполняют одним из двух способов: уменьшают напряжения смятия или повышают прочность материала (бетона, каменной кладки) на смятие. В первом случае часть нагрузки передают на дополнительные опоры – например, в виде стальных стоек, закрепленных от потери устойчивости (рис. 79,а). Чтобы дополнительная опора включилась в работу, нужно не только устранить зазор между опорными поверхностями, но еще и временно снять соответствующую часть нагрузки с существующей опоры. Если сделать это невозможно, то дополнительную опору следует выполнять преднапряженной (см. вопрос 7.23 и рис. 75,б). Во втором случае усиливают верхние части (оголовки) колонн и простенков стальными (реже железобетонными) обоймами с предварительным напряжением хомутов (рис. 79,б).

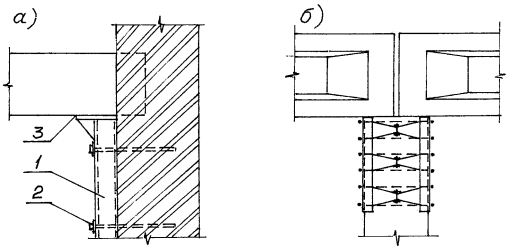


Рис. 79
(1 – опора, 2 – анкеры, 3 – подстилающий слой раствора)

7.31. Как усиливают консоли железобетонных колонн?

Усилить консоль – это значит уменьшить напряжения в ее горизонтальной растянутой арматуре и увеличить несущую спо-

собность наклонной сжатой полосы бетона (вопрос 6.14). Наиболее простой и надежный способ решения этой задачи – усиление стальной обоймой с предварительно напряженными горизонтальными хомутами. Хомуты, сжимая консоль по горизонтали, во-первых, частично разгружают рабочую арматуру, во-вторых, повышают прочность сжатого бетона и, в-третьих, сами являются дополнительной рабочей арматурой (при увеличении нагрузки после усиления). Как установлено экспериментальными исследованиями, за счет обжатия несущая способность консоли на действие поперечной силы (опорного давления) возрастает на величину $0{,}7N_{sp}$, где N_{sp} – суммарное усилие преднапряжения хомутов. Предварительное напряжение хомутов можно создать затягиванием гаек (рис. 80), попарным их стягиванием (рис. 79,б) или электронагревом.

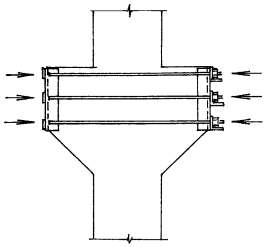


Рис. 80

7.32. Что делать при недостаточной глубине опирания конструкций?

Во избежание обрушения конструкций (балок, ригелей, плит) необходимо увеличить площадь их опоры. При опирании конструкций на стены или непосредственно на колонны (а не на их консоли) можно использовать схему, показанную на рис. 79,а. При опирании плит на ригели (балки, фермы) и ригелей на консоли колонн наибольшее распространение ввиду своей простоты и ясности расчетной схемы нашло «коромысло» – небольшая стальная балка, к концам которой подвешены дополнительные опоры из уголков или швеллеров (рис. 81).

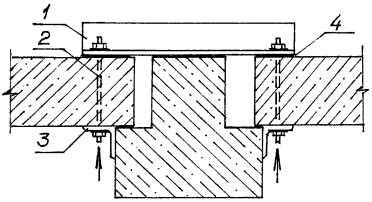


Рис. 81
(1 – «коромысло»,
2 – подвески, 3 – опорные уголки,
4 – подстилающий слой раствора)

Такая конструкция является не только противоаварийной, но и разгружающей, т.к. при затягивании гаек происходит предварительное напряжение подвесок, а вместе с этим и частичное разгружение существующих опор. Этим же способом можно подкреплять и плиты перекрытий, опирающиеся на внутренние стены с двух сторон. При опирании железобетонных конструкций только с одной стороны усиление выглядит несколько сложнее: дополнительную опору подвешивают к наклонным или отогнутым подвескам, которые закрепляют на более мощной конструкции – колонне (при усилении опор ригеля), ригеле (при усилении опор плиты) и т.п.

7.33. Для чего нужен подстилающий слой раствора при контакте металла с бетоном?

При «сухом» контакте усилие (давление) передается не на всю поверхность, а на отдельные выступы и неровности, всегда имеющиеся на поверхности не только бетона, но и прокатного (не фрезерованного) металла. В результате больших местных напряжений эти выступы сминаются и стык становится податливым. Подстилающий слой раствора выравнивает поверхности и позволяет распределить усилие по всей площади контакта, т.е. выровнять контактные напряжения. Но слой раствора должен быть очень тонким, что обычно достигается сильным прижатием стальной опорной площадки, в результате чего лишний раствор выдавливается. При толстом слое раствор превращается в самостоятельный несущий элемент, относительно низкая прочность которого определяет и прочность всего стыка.

7.34. Как усиливают стены при отсутствии их анкеровки в перекрытиях?

Обычно усиливают горизонтальными тяжами, расположенными под полом и закрепленными на наружных поверхностях стен (рис. 82,а). Для выборки слабины и своевременного включения в работу тяжи предварительно натягивают с помощью резьбовых муфт (реже с помощью гаек, расположенных снаружи стен). Для уменьшения напряжений смятия в кладке стен

усилия на концах тяжей следует передавать через распределительные плиты (стальные пластины), а сами тяжи должны быть надежно защищены от коррозии, особенно на участках, расположенных в толще наружных стен.

Такое решение, однако, имеет существенные недостатки. В однослойных наружных стенах тяжи создают «мостики холода», поэтому стены в этих местах необходимо снаружи дополнительно утеплять. В современных же многослойных наружных стенах устройство подобных тяжей вообще проблематично, поскольку сопряжено с разборкой и последующим восстановлением утепляющего и ограждающего слоев. Кроме того, из-за наличия муфт и невозможности просверлить отверстия вплотную к верхним граням плит перекрытий тяжи приходится располагать сравнительно высоко над плитами.

В этих условиях предпочтительнее применять конструкцию, показанную на рис. 82,б, с использованием самоанкерующихся распорных болтов для наружных стен и стяжных болтов для внутренних. Болтами закрепляют отрезки прокатных уголков, к горизонтальным полкам которых приваривают тяжи и соединяют их с монтажными петлями плит или балок. Суть конструкции сохраняется и при отсутствии монтажных петель, меняются лишь некоторые детали.

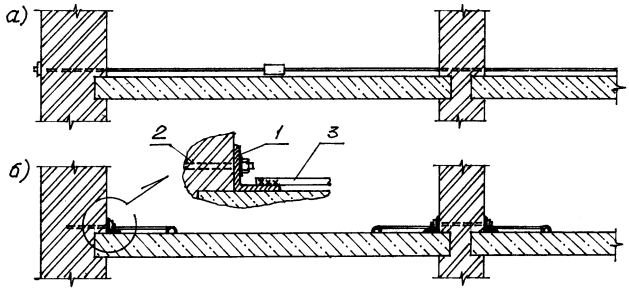


Рис. 82

(1 – уголок, 2 – самоанкерующийся болт, 3 – тяж)

7.35. В каких случаях целесообразно применять контрфорсы?

Контрфорсы целесообразно применять для относительно невысоких зданий, когда наружные стены угрожающе накренились (при условии, если снаружи есть место для размещения контрфорсов и когда последние не наносят ущерба архитектуре здания). Наиболее распространенная ошибка при устройстве контрфорсов – возведение их на фундаментах мелкого заложения: тогда в результате морозных деформаций грунта сами контрфорсы могут приобрести опасные крены.

Еще одна область применения контрфорсов – усиление стен подвалов при их сдвиге или выдавливании (вопрос 4.19). Внутренние контрфорсы – а ими могут служить и дополнительные поперечные стены – здесь не только препятствуют деформациям наружных стен, но и изменяют их расчетную схему – из однопролетных вертикально ориентированных балок превращают в плиты, опертые по контуру, что позволяет уменьшить в них изгибающие моменты.

7.36. Как следует усиливать стены бескаркасных зданий при неравномерных деформациях основания?

При неравномерных деформациях основания стены работают как каменные балки, опорами которых служат непросевшие участки грунта основания (рис. 83,а), в результате чего в стенах образуются трещины вертикального или наклонного направления (вопрос 6.16). Конечно, в первую очередь следует выявить причину неравномерных деформаций (чаще всего ей является замачивание грунта от неисправных коммуникаций, отсутствия водоотвода и т.п.) и, если без дорогостоящего усиления основания или фундаментов можно обойтись, то достаточно ограничиться усилением стен.

Обычно стены усиливают горизонтальными тяжами круглого сечения в уровне перекрытий, которые играют роль растянутой арматуры. Для выборки начальной слабины их подтягивают с помощью промежуточных муфт и концевых гаек (рис. 83,а). Однако тяжи такой конструкции раскрытию трещин препятствуют слабо – так же, как и арматура, закреплённая по кон-

цам железобетонной балки и не имеющая сцепления с бетоном. Например, при длине здания l = 40 м раскрытие в стене трещины шириной a_{crc} = 10 мм вызовет напряжение σ_s в тяжах всего 50 МПа, а чтобы напряжения достигли расчетного сопротивления стали марки С235, трещина должна быть зияющей (50 мм).

Повысить напряжения в тяжах и, тем самым, более эффективно сдержать развитие трещин можно, если создать «сцепление» тяжей со стенами, т.е. закрепить их и прижать к стенам в нескольких местах по длине – чем чаще, тем лучше (рис. 83,б). Тогда в опасных местах – на участках, где имеются трещины, – в тяжах возникнут самые высокие напряжения σ_s, а значит, и самые большие усилия, которые будут сдерживать дальнейшее развитие трещин. Механизм работы подобных тяжей – тот же, что и механизм работы внешней арматуры, прикрепленной к существующей в нескольких точках (вопрос 7.18). В качестве крепежных элементов лучше всего использовать самоанкерующиеся распорные болты (сквозные болты требуют внешнего утепления).

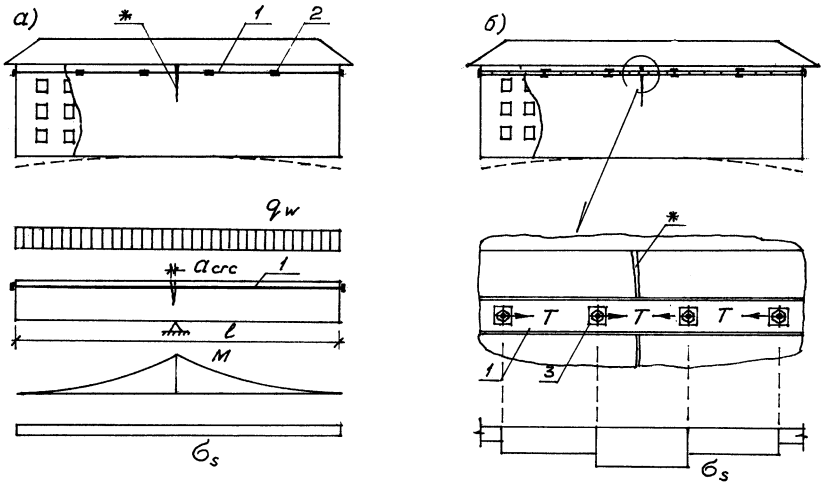


Рис. 83

(1 – тяж, 2 – муфта, 3 – крепежный болт, * трещины)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *СП 20.13330.2011.* Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: введ. в действ. 2011-05-20. – М.: Минрегион России, 2010. – 80 с.
2. *СНиП 52-01-2003.* Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: взамен СНиП 3.03.01-84: введ. в действ. 2004-03-01. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.
3. *СНиП II-22-81*.* Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования : взамен СНиП II-В.2-71 : введ. в действ. 1983-01-01. – М.: ФГУП ЦПП, 2004 – 40 с.
4. *СНиП 3.03.01-87.* Несущие и ограждающие конструкции : взамен СНиП III-15-76; СН 383-67; СНиП III-16-80; СН 420-71; СНиП III-18-75; СНиП III-17-78; СНиП III-19-76; СН 393-78 : введ. в действ. 1988-07-01. – М.: ФГУП ЦПП, 2007. – 192 с.
5. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП, 1989. – 192 с.
6. *Пособие* по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.
7. *ГОСТ Р 53778-2010.* Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Общие требования ; введ. 2010-03-25. – М. : Стандартинформ, 2010. – 66 с.
8. *СП 13-102-2003.* Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений : введ. в действ. 2003-08-21. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 36 с.
9. *СП 82-101-98.* Приготовление и применение растворов строительных : взамен СН 290-74 : введ. в действ. 1998-07-15. – М. : ГУП ЦПП, 1999. – 35 с.
10. *СП 17.13330.2011.* Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76 : введ. в действ. 2011-05-20. – М., Минрегион России, 2011. – 70 с.

11. *Рекомендации* по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.
12. *Рекомендации* по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструированных предприятий / Харьковский Промстройниипроект Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1992. – 191 с.
13. *Рекомендации* по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий. – М.: ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко Госстроя СССР, 1988. – 57 с.
14. *Рекомендации* по усилению каменных и армокаменных конструкций / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 36 с.
15. *Рекомендации* по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности /Донецкий Промстройниипроект Госстроя СССР. – М: Стройиздат, 1974. – 96 с.
16. *Реконструкция* промышленных предприятий: Справочник строителя. Том I – М.: Стройиздат, 1990. – 591 с.
17. *Реконструкция* зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 1991. – 362 с.
18. *Анализ* аварий и повреждений железобетонных конструкций / Сб. научн. трудов НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1981. – 76 с.
19. *Беккер В. А.* Влияние дефектов на несущую способность платформенных стыков крупнопанельных зданий / В. А. Беккер, В. А. Цыбулькин, Б. С. Воробьев // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 7. – Новосибирск: НГАСУ, 2002. – С. 9-12.
20. *Васильев М. А.* Усиление неразрезных многопролетных ригелей / М. А. Васильев // Проектирование и строительство в Сибири. – 2004, №4. – С. 35-36.
21. *Габрусенко В. В.* Об усилении железобетонных балок с частичным разгружением стальными балками / В. В. Габрусенко // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 6. – Новосибирск: НГАСУ, 2000. – С. 72-75.

22. *Габрусенко В. В.* Об усилении каменных стен зданий при неравномерных деформациях основания / В. В. Габрусенко // Проектирование и строительство в Сибири. – 2002, №5. – С.13-14.
23. *Габрусенко В. В.* К расчету усиления железобетонных колонн железобетонными обоймами при осевом сжатии / В. В. Габрусенко, Д. А. Федоров // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 9. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2006. – С. 69-71.
24. *Габрусенко В. В.* Усиление пустотных плит, ослабленных отверстиями / В. В. Габрусенко, В. С. Конов // Проектирование и строительство в Сибири. – 2007, №1. – С. 13-15.
25. *Габрусенко В. В.* Ригели серии ИИ-04: дефекты изготовления и способы усиления /В. В. Габрусенко // Там же – 2008, №4. – С. 43-45.
26. *Габрусенко В. В.* Кризис в строительстве как повод критически оценить построенное /В. В. Габрусенко //Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып 10. Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2010. – С. 3-8.
27. *Камейко В. А.* Прочность кирпичной кладки, включенной в обойму / В. А. Камейко, Р. Н. Квитницкий // Исследования по каменным конструкциям. – М.: Госстройиздат, 1957. – С.14-51.
28. *Котуков В. Н.* Реконструкция зданий / В. Н. Котуков. – М.: Высшая школа, 1981. – 263с.
29. *Мальганов А. И.* Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструированных зданий / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А. И. Полищук. – Томск: ТГУ, 1992. – 456 с.
30. *Мальганов А. И.*. Оценка технического состояния, восстановление и усиление строительных конструкций инженерных сооружений / А. И. Мальганов, В. С. Плевков. – Томск: ЦНТИ, 1996. – 284 с.
31. *Мжельский М. Б.* Экспресс-анализ несущей способности ослабленных отверстиями опорных участков многопустотных панелей перекрытий / М. Б. Мжельский // Проектирование и строительство в Сибири. – 2009, №5-6. – С. 28-29.

32. *Онуфриев Н. М.* Усиление железобетонных конструкций изменением их конструктивной схемы / Н. М. Онуфриев. – М.: Стройиздат, 1949. – 88 с.
33. *Онуфриев Н. М.* Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Н. М. Онуфриев. – Л.-М.: Стройиздат, 1965. – 342 с.
34. *Онуфриев Н. М.* Исправление дефектов изготовления и монтажа сборных железобетонных конструкций промышленных зданий / Н. М. Онуфриев. – М.: Стройиздат, 1971. – 138 с.
35. *Онуфриев Н. М.* Новые примеры усиления и исправления железобетонных конструкций / Н. М. Онуфриев. – Л.: ЛДНТП, 1974. – 32 с.
36. *Пангаев В. В.* Усиление мест опирания лестничных площадок стальными кронштейнами / В. В. Пангаев // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 5. – Новосибирск: НГАСУ, 1999. – С.76-77.
37. *Пантелеев Н. Н.* Метод усиления железобетонных колонн с помощью кольцевой (полосовой) арматуры, пристреленной к железобетонному элементу / Н. Н. Пантелеев // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 7. – Новосибирск: НГАСУ, 2002. – С.23-25.
38. *Ройтман А. Г.* Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий /А. Г. Ройтман, Н. Г. Смоленская. – М.: Стройиздат, 1978. – 319 с.
39. *Сендеров Б. В.* Аварии жилых зданий / Б. В. Сендеров. – М.: Стройиздат, 1991. – 216 с.
40. *Физдель И. А.* Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения (2-е изд.) / И. А. Физдель. – М.: Стройиздат, 1987. – 336 с.
41. *Шкинев А. Н.* Аварии в строительстве (4-е изд.) / А. Н. Шкинев. – М.: Стройиздат, 1984. – 320 с.