



БИБЛИОТЕКА

*ОТДЕЛА "ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ"*

ПНИПКУ "ВЕНЧУР"

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

В. Т. Гроздов

**ПРИЗНАКИ
АВАРИЙНОГО СОСТОЯНИЯ
НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Санкт-Петербург
Издательский Дом КН+
2000

Гроздов В. Т.

Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений.

Предисловие	3
1. Общие положения по оценке аварийности строительных конструкций.....	4
2. Признаки аварийного состояния грунтового основания	7
3. Признаки аварийного состояния фундаментов.....	10
4. Признаки аварийного состояния железобетонных конструкций	11
5. Признаки аварийного состояния каменных конструкций	25
6. Признаки аварийного состояния конструкций крупнопанельных зданий.....	29
7. Признаки аварийного состояния стальных конструкций	32
8. Признаки аварийного состояния деревянных конструкций.....	36
Заключение	39

УДК 69.059.2

Гроздов В. Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений. — СПб, Издательский Дом KN+, 2000. — 48 с, 17 рис., 1 табл.

Редакционная коллегия

Д. В. Берников, А. Н. Летчфорд, И. П. Яковенко

Рассмотрены признаки, по которым можно определить, что состояние конструкций является аварийным.

Сформулированы термин «авария» и связанные с ним понятия «аварийное состояние» и «предаварийное состояние». Отмечена важность знания инженерно-техническим персоналом строительных и эксплуатационных органов признаков аварийного состояния конструкций при реконструкции и капитальном ремонте зданий и сооружений.

Книга может быть полезна для лиц, производящих техническое обследование строительных конструкций и надзор за строительством и эксплуатацией зданий и сооружений.

Рецензенты

В. М. Хомич

кандидат технических наук, профессор

(БИТУ), С. А. Платонов

член-корреспондент МАНЭБ,

кандидат технических наук, доцент

(Управление ГАСН Санкт-Петербурга)

ISBN 5-88756-013-4 © В. Т. Гроздов, 2000

Предисловие

Аварии строительных конструкций зданий и сооружений наносят значительный экономический ущерб и часто сопровождаются ранением и гибелью людей.

Происходят аварии строительных конструкций обычно из-за совокупности причин: ошибок при проектировании, низкого качества материалов, используемых для несущих конструкций, нарушения технологии изготовления и монтажа строительных конструкций, несоблюдения правил эксплуатации зданий и сооружений.

Аварии строительных конструкций редко происходят внезапно. Обычно можно наблюдать ряд предвестников аварии. Если своевременно заметить признаки приближающейся аварии, то можно вовремя принять профилактические меры: вывести людей из опасной зоны, произвести разгрузку аварийной конструкции, установить временные крепления и т. п. Поэтому так важно инженерно-техническому персоналу строительных и эксплуатационных организаций знать признаки аварийного состояния конструкций. Этому вопросу посвящена настоящая работа.

1. Общие положения по оценке аварийности строительных конструкций

Термин «авария» и связанные с ним понятия «аварийное состояние», «предаварийное состояние» не имеют твердых общепринятых толкований. В данной работе под аварией строительных конструкций здания или сооружения подразумевается обрушение строительной конструкции или всего здания или сооружения в целом, а также получение ими таких деформаций, которые делают невозможной их эксплуатацию.

Под **аварийным** состоянием подразумевается такое состояние конструкции здания или сооружения, при котором с большой степенью вероятности в ближайшее время можно ожидать его аварию.

Предаварийным состоянием будем называть такое состояние конструкции, когда в случае продолжения неблагоприятных воздействий (неравномерная осадка фундамента, перепады температуры, агрессивность среды и т. п.) может произойти авария конструкции.

Авария строительных конструкций возможна из-за наличия в них скрытых дефектов, в результате хрупкой работы конструкции, когда разрушение происходит без предварительных сильных деформаций. В этом случае установить факт наличия аварийного состояния конструкции очень трудно.

Однако в большинстве случаев аварии конструкции предшествуют развитие больших деформаций, появление и раскрытие трещин и другие видимые признаки аварийного состояния.

Целью настоящей работы является описание признаков, по которым можно определить, что состояние конструкции является аварийным

Наряду с визуальным и визуально-инструментальным обследованием для установления аварийности конструкции обычно производят поверочные расчеты конструкции. При поверочных расчетах об аварийном состоянии конструкции

судят по степени превышения фактической несущей способности конструкции с учетом выявленных в ней дефектов над расчетной.

В существующих нормах проектирования принято следующее положение: если какое-либо сечение конструкции достигло первой группы предельных состояний, то это предельное состояние наступает и во всей конструкции. В отношении аварийного состояния это справедливо для статически определяемых систем. В статически неопределяемых системах достижение в каком-либо одном сечении предельного состояния обычно не связано с обрушением конструкции. Это также должно быть учтено при решении вопроса о признании состояния конструкции аварийным. Анализ результатов обследования и поверочных расчетов позволяет дать достоверный ответ на вопрос, является ли состояние конструкции аварийным.

При этом можно встретить *следующие случаи*:

1. обследование конструкций выявляет признаки, по которым можно судить, что конструкция находится в аварийном состоянии; то же подтверждают и поверочные расчеты;

2. обследование выявляет признаки аварийного состояния конструкции, но поверочные расчеты это не подтверждают;

3. результаты поверочных расчетов говорят о наличии аварийного состояния конструкции, а обследование признаков такого состояния не обнаруживает.

В первом случае, бесспорно, следует считать, что имеет место аварийное состояние конструкции.

Во втором случае следует проанализировать поверочные расчеты, а именно: учтено ли при их выполнении влияние выявленных дефектов строительных конструкций, правильно ли принята расчетная схема.

Если при поверочных расчетах ошибок не сделано, то не имеется достаточных оснований считать состояние конструкций аварийным. В зависимости от вида конструкции и вы-

явленных дефектов в ряде случаев можно признать такое состояние конструкций предаварийным.

В третьем случае нужно еще раз обследовать конструкцию, и если при этом не будет выявлено признаков аварийности, то не появится и оснований для утверждения об аварийном состоянии конструкции. Очень часто встречаются случаи, когда разрушающая нагрузка значительно превосходит несущую способность конструкции, подсчитанную по действующим нормам.

Следует отметить, что правильность вывода об аварийном состоянии конструкции в значительной степени зависит от квалификации лица, делающего такое заключение.

В ряде пособий, инструкций по обследованию строительных конструкций рекомендуется при снижении несущей способности конструкции более чем на 50% считать такое состояние конструкций аварийным или даже говорить об их полном разрушении. По этому поводу следует заметить, что аварийное состояние зависит не только от несущей способности конструкции (степени снижения предусмотренной проектом несущей способности), но и от усилий, вызванных внешним воздействием. Что касается обрушения конструкции, то оно может произойти и при меньшем снижении ее несущей способности. Если конструкция обрушилась, значит она полностью исчерпала свою фактическую несущую способность.

2. Признаки аварийного состояния грунтового основания

Аварийным состоянием грунтового основания является такое его состояние, когда конструкции здания или сооружения, опирающиеся на это основание, находятся в аварийном состоянии по причине неудовлетворительной работы основания.

Следовательно, об аварийности грунтового основания судят по состоянию конструкций, опирающихся на него.

Нормы проектирования оснований зданий и сооружений [32] ограничивают относительную разность осадок, среднюю и максимальную осадку фундаментов. При превышении предельных значений этих деформаций в конструкциях, опирающихся на основание, следует ожидать появления трещин. Однако не всегда при этом наступает аварийное состояние конструкций зданий и сооружений. Во многих случаях происходит лишь нарушение нормальных условий эксплуатации.

Естественное основание, если исключить стихийные бедствия (землетрясение, оползни), может прийти в аварийное состояние в случаях, когда:

- при проектировании здания или сооружения неправильно оценены прочностные и деформативные свойства грунтов основания;
- нарушена технология котлованных работ;
- допущено замораживание пучинистых грунтов;
- нарушены правила эксплуатации зданий и сооружений.

В качестве примера, когда нарушение естественной структуры грунтового основания привело к аварийному состоянию части надземных конструкций, можно привести возведение жилого пятиэтажного крупнопанельного дома в Ленинградской области. При отрывке котлована была повреждена водопроводная магистральная труба, и часть котлована, открытого в суглинке, долгое время была залита водой, что привело к сильному переувлажнению грунтов. После возве-

дения здания произошло выпирание грунтов из-под подошвы фундаментов с разрушением пола подвала. Три секции дома, построенные на разжиженном грунте, просели и оторвались от двух ранее возведенных секций. Ширина трещин вверху здания достигла 4 см (рис. 1). Армированный пояс, предусмотренный проектом в связи с неоднородностью основания, при этом разорвался. В целом это здание нельзя было признать аварийным, так как деформации основания стабилизировались и обрушения здания не произошло.

Аварийным в этом случае можно считать состояние стеновых панелей в зоне трещин, так как были нарушены связи панелей друг с другом и появились трещины в простенках.

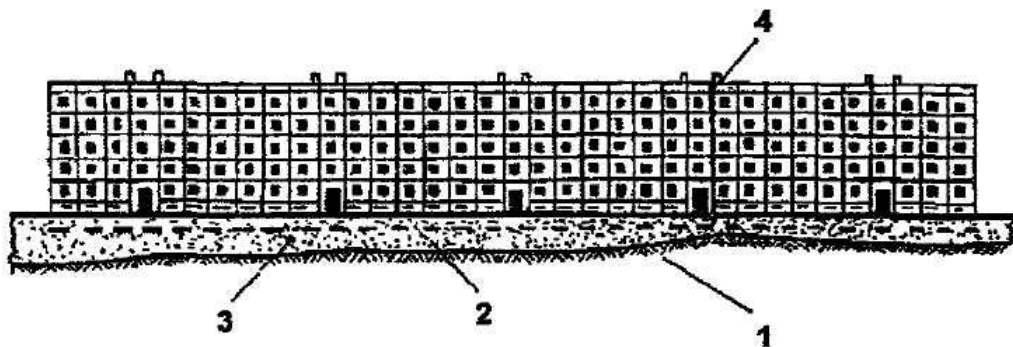


Рис.1. Схема деформации крупнопанельного жилого дома при сильной неравномерной деформации грунтового основания в результате его замачивания:

1 — скальный грунт; 2 — суглинок; 3 — поврежденная водопроводная труба; 4 — трещина.

Примером достижения аварийного состояния надземных конструкций в результате промораживания пучинистых грунтов могут служить деформации надземной части двухэтажного кирпичного жилого дома в период строительства в Пушкине. Строительство дома велось в зимний период. Окна подвала не были остеклены. Засыпанный в подвал керамзитовый гравий прикрыл основания фундаментов у наружных стен. Внутренние продольные стены имели фундамент, заглубленный относительно пола подвала всего на 50 см. Грунт

под этими стенами промерз, произошло его пучение. В результате дом раскололся вдоль на две части. Ширина трещины вверху торцевых стен достигла 8—10 см. В данном случае дом в целом не находился в аварийном состоянии. Только состояние продольных внутренних стен под перемычками можно было считать аварийным, так как при дальнейшем развитии деформаций пучения появлялась возможность обрушения перемычек и перекрытий, опертых на них. После восстановления в летнее время жесткости стен путем установки тяжей и заделки трещин, а также утепления подвала к следующей зиме следов последствий морозного пучения основания не осталось. Если бы здание осталось с не утепленным к следующей зиме подвалом, возникла бы реальная опасность обрушения участков стен.

При реконструкции здания часто устраивают эксплуатируемые технические подвалы вместо существующих ранее полупроходных подполий. При этом обычно углубляют подвал так, что расстояние между подошвой фундамента и поверхностью пола подвала составляет менее 50 см, а иногда подошва оказывается даже выше пола подвала.

В последнем случае всегда наступает аварийное состояние грунтового основания. Если отметка пола подвала приближается к отметке подошвы фундамента на расстояние менее 50 см, то необходимо сделать расчет основания по несущей способности (по первой группе предельных состояний), т. е. проверить основание на возможность выпирания грунтов из-под подошвы фундаментов.

3. Признаки аварийного состояния фундаментов

Аварийное состояние фундаментов наступает из-за неудовлетворительной работы грунтового основания или из-за недостаточной прочности тела фундамента.

При неудовлетворительной работе грунтового основания в фундаменте образуются сквозные трещины, они обычно сильно раскрыты, редко расположены, пересекают фундамент по всей высоте и заходят в стены.

Эти трещины не всегда приводят к аварийному состоянию надземных конструкций. Трещины вызывают перераспределение усилий по длине фундаментов, что может привести к перегрузке отдельных участков фундаментов и их разрушению. Это обычно сопровождается и местными разрушениями тела фундамента у перемычек над проемами. В местах перегрузки образуются слабо раскрытые часто расположенные вертикальные трещины и наблюдается вертикальное расслоение тела фундамента. Последнее определяется при простукивании вертикальных поверхностей фундаментов. В местах расслоения звук при простукивании глухой. Такое состояние участков фундаментов следует считать аварийным.

При недостаточной прочности тела фундаментов в них также появляются часто расположенные слабо раскрытые трещины и наблюдается вертикальное расслоение. Это аварийное состояние.

Появление трещин в стенках фундаментов стаканного типа под отдельные колонны, отсутствие должного моноличивания стыка колонны с фундаментом следует признать аварийным состоянием фундамента, так как в этом случае не обеспечивается предусмотренная проектом заделка колонны в фундаменте, что приводит к увеличению усилий в отдельных элементах каркаса. В практике обследования у автора встретился случай, когда в полностью смонтированном двухэтажном каркасном здании заделка колонн в фундамент осуществлялась только с помощью временных деревянных

клиньев, без бетона омоноличивания.

При реконструкции здания, когда производят углубление подвалов, не всегда обращают внимание на конструкцию фундаментов. В домах постройки прошлых веков часто нижняя часть фундамента выполнялась из камней округлой формы в распор со стенками траншеи без применения связующего раствора. Углублять пол при этом ниже верха такой кладки недопустимо.

При реконструкции двухэтажного дома в Ленинградской области, имевшего подобный фундамент, вместо непроходного подполья решили сделать эксплуатируемый подвал. При этом на большую высоту обнажили кладку из камней округлой формы. Камни начали выпадать из кладки фундамента. Стены, опирающиеся на этот фундамент, получили большие деформации, перекрытия просели, перегородки упали. Вовремя не были приняты меры для укрепления стен и фундаментов, участки стен начали обрушаться, и здание пришлось разобрать полностью. В данном случае первый же вывалившийся из фундамента камень был достаточно достоверным признаком аварийного состояния фундамента. От момента вывала первых камней до обрушения стен прошло несколько лет.

4. Признаки аварийного состояния железобетонных конструкций

В соответствии с положением норм проектирования железобетонных конструкций [35] предельное состояние по прочности наступает в сечении сжатых, сжатоизогнутых и изгибаемых железобетонных элементов тогда, когда деформации в наиболее сжатых волокнах достигают предельных значений. Это считается разрушением сечения элемента. В полностью растянутых сечениях предельное состояние наступает тогда, когда напряжение в арматуре достигает расчетных сопротивлений арматуры растяжению.

В статически определяемых изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах при больших

эксцентриситетах достижение напряжений в растянутой арматуре значений расчетных сопротивлений (физического или условного предела текучести) неминуемо приведет к разрушению сечения элемента при небольшом увеличении нагрузки.

В статически неопределяемых элементах в этом случае произойдет образование пластического шарнира, что вызовет перераспределение усилий между опорными и пролетными сечениями элемента.

Отсюда можно сделать вывод, что появление текучести в растянутой арматуре статически определяемых элементов является аварийным состоянием (рис. 2). В статически неопределяемых конструкциях предельное состояние наступает тогда, когда начнет разрушаться сжатая зона бетона (рис. 3). О достижении растянутой арматурой предела текучести можно судить по ширине раскрытия трещин на уровне арматуры.

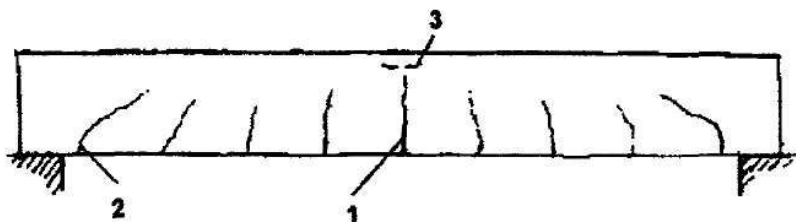


Рис. 2. Схема трещин в статически определяемом изгибаемом железобетонном элементе:

1 — нормальная трещина, в которой арматура достигла предела текучести; 2 — наклонная трещина; 3 — продольная трещина в сжатой зоне элемента.

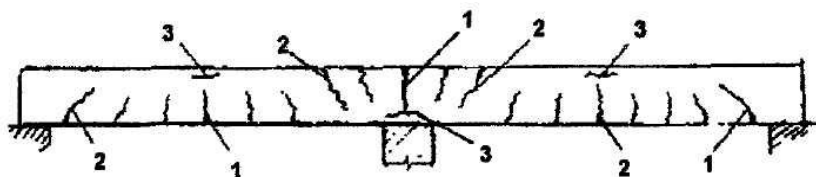


Рис. 3. Схема трещин в растянутой и сжатой зонах в статически неопределяемом изгибаемом железобетонном элементе:

1 — нормальные трещины; 2 — наклонные трещины; 3 — продольные трещины в сжатой зоне элемента.

Если пренебречь растяжимостью бетона, то раскрытие трещин будет равно абсолютному удлинению арматуры на участке между трещинами:

$$a_{crc} = \epsilon_{sm} l_{crc} \quad (1)$$

где ϵ_{sm} — среднее значение относительной деформации арматуры на участке между трещинами

$$\epsilon_{sm} = \psi_s \epsilon_s \quad (2)$$

Здесь ψ_s — отношение средних относительных деформаций на участке между трещинами к относительным деформациям арматуры в сечении с трещиной ϵ_s . Ориентировочно можно принять $\psi_s = 0,9$.

Относительные деформации арматуры при достижении предела текучести можно принять для арматуры, имеющей физический предел текучести: из стали класса А-I = 0,0011;

из стали класса А-II = 0,0019; из стали класса А-III = 0,0028.

Для арматуры, не имеющей физического предела текучести, относительные деформации при достижении условного предела текучести можно вычислить по формуле

$$\varepsilon_{s,pt} = (R_{s,ser} - \sigma_{sp2}) / E_s + 0,002, \quad (3)$$

где σ_{sp2} — напряжение в предварительно напряженной арматуре при напряжении в бетоне, равном нулю с учетом всех потерь.

Для ориентировочных расчетов можно принять:

$$\sigma_{sp2} = 0,6 * R_{s,ser}.$$

Тогда для арматуры из стали:

класса А-IV $\varepsilon_{s,pt} = 0,0032$;

класса А-V $\varepsilon_{s,pt} = 0,0037$;

класса В-II $\varepsilon_{s,pt} = 0,0048$;

класса К-7 $\varepsilon_{s,pt} = 0,0037$.

При таком подходе к решению поставленной задачи раскрытие трещин, соответствующее достижению предела текучести в арматуре, можно представить в виде следующей таблицы.

Таблица 1 Раскрытие трещин a_{cr} при достижении в арматуре предела текучести, мм

Классы стали	Расстояние между трещинами l_{cr} , мм				
	50	100	150	200	250
А-I	0,06	0,1	0,2	0,2	0,3
А-II	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
А-III	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6
А-IV	0,2	0,3	0,4	0,6	0,7
А-V	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8
А-VI	0,2	0,4	0,6	0,9	1,1
В-II	0,2	0,4	0,6	0,9	1,1
Вр-II	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
К-7	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0

Таким образом, чтобы судить о том, достигла ли арма-

тура предела текучести, нужно знать не только раскрытие трещин, но и расстояние между ними. Следует обратить внимание на то, что при малых расстояниях между трещинами текучесть в арматуре будет, наблюдаться при раскрытии трещин значительно меньшем, чем предусмотрено Нормами [35] из условия сохранности арматуры от коррозии.

При выяснении вопроса о достижении предела текучести в поперечной арматуре (поперечных стержнях, хомутах), учитывая, что наклонные трещины обычно располагаются под углом 45° к оси элемента, значение раскрытия трещин в таблице 1 следует умножить на коэффициент 0,7. За расстояние между трещинами в этом случае следует принимать расстояние по перпендикуляру к оси элемента между двумя соседними трещинами или (если трещина одна) длину поперечного стержня.

О достижении предельных деформаций в сжатой зоне бетона судят по появлению трещин, параллельных оси элемента (рис. 2 и 3), и отслоению в этой зоне лещадок.

Если наклонная трещина у свободной опоры элемента выходит на растянутую грань и раскрытие трещины превысило 0,5 мм, то это свидетельствует о том, что произошло продергивание продольной арматуры на опоре. Если одновременно появились продольные трещины в бетоне над концом наклонной трещины, то наступило аварийное состояние конструкции в связи с ее разрушением по наклонному сечению (рис. 4).

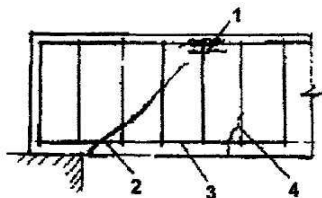


Рис. 4. Схема разрушения железобетонного элемента по наклонному сечению из-за продергивания арматуры на свободной опоре:

1 — продольные трещины в сжатой зоне элемента; 2 — наклонная трещина; 3 — продольная растянутая арматура; 4 — поперечная арматура.

Трещины в бетоне вдоль продольной растянутой арматуры могут образоваться по следующим причинам:

- коррозия арматуры, сопровождающаяся увеличением ее диаметра;
- выпрямление арматурных стержней, первоначально имеющих изгиб;
- продергивание арматуры на свободной опоре.

Во всех трех случаях нарушается сцепление арматуры с бетоном, что увеличивает деформативность элемента и снижает его несущую способность. Об аварийном состоянии элемента можно говорить в том случае, если при этом раскрытие нормальных и наклонных трещин превышает указанные в таблице 1 и имеются продольные трещины с образованием лещадок в сжатой зоне бетона.

При коррозии высокопрочной арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях появляется опасность внезапного хрупкого разрушения конструкции из-за обрыва арматуры. Поэтому наличие коррозии высокопрочной арматуры является признаком аварийного состояния конструкции.

Продольные трещины вдоль сжатой арматуры свидетельствуют о том, что либо произошла коррозия арматуры, либо ее стержни начали терять устойчивость из-за чрезмерно большого расстояния между поперечной арматурой (рис. 5). В обоих случаях происходит снижение несущей способности элемента не только за счет изменения усилий, воспринимаемых сжатой арматурой, но и за счет уменьшения сжатой зоны бетона. Такое состояние является аварийным.

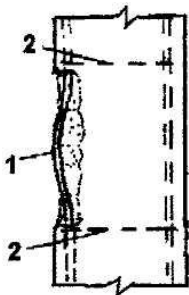


Рис. 5. Схема разрушения в сжатой зоне бетона при потере устойчивости стержнями сжатой арматуры:

1 — продольная сжатая арматура; 2 — поперечная арматура.

Наличие трещин в консоли колонны обычно является признаком большой перегрузки консоли и грозит обрушением конструкции, опирающейся на нее. Поэтому колонна с трещинами в консолях является аварийной. Отклонение колонны от вертикали, допущенное в процессе монтажа, не всегда служит показателем ее неудовлетворительной работы. При надежной связи отклонившейся колонны с перекрытиями и хорошим омоноличиванием последних ее деформация в горизонтальном направлении возможна только при деформации всего температурно-усадочного блока, т. е. дополнительное усилие от наклона колонны будет распределяться между всеми колоннами температурно-усадочного блока [6, 7, 12, 14].

Если же отклонение колонны от вертикали произошло в процессе эксплуатации здания и сопровождается неравномерной осадкой фундаментов, то это может свидетельствовать о приближении аварии здания и требует немедленной оценки состояния всех примыкающих к отклоненной колонне конструкций. Нарушение целостности стыков сопряженных элементов является признаком аварийного состояния отклонившейся конструкции и элементов, опирающихся на нее.

В процессе эксплуатации здания или сооружения железобетонные конструкции могут получить различные повреждения. Чаще всего повреждения бывают механического или физико-химического характера.

В результате механических ударов по поверхности конструкции могут произойти местные повреждения бетона и арматуры. Сколы бетона наиболее опасны в сжатой зоне элемента. При ударе возможны повреждения арматуры в виде ее деформации или уменьшения размеров поперечного сечения.

Если при ударе образовалось искривление арматурного стержня с отслоением защитного слоя, то происходит снижение предельного усилия, которое может воспринять деформативный стержень.

В растянутом стержне предельное усилие можно вычислить [6, 17, 19, 20] по формуле:

$$N_{su} = \delta_1 R_s \pi r^2, \quad (4)$$

где δ_1 — относительное значение предельного усилия в стержне с учетом наличия искривления, которое можно определить по графику на рис. 6 в зависимости от относительного значения стрелки искривления l_0/d ; r — радиус поперечного сечения искривленного стержня.

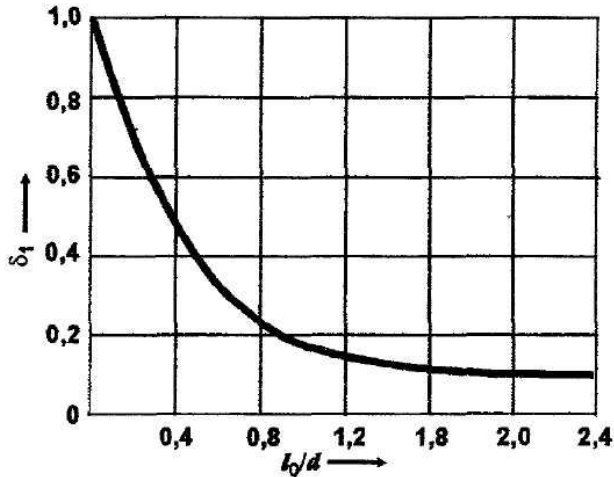


Рис. 6. Зависимость относительного усилия $\delta_1 = 4N/R_s d^2$ в стержне от относительного эксцентриситета l_0/d

В сжатом стержне при потере его связи с бетоном предельное усилие можно вычислить как в стальном внецентренно сжатом элементе по формуле:

$$N_{su} = R_s \varphi_e \pi r^2, \quad (5)$$

где φ_e — коэффициент, определяемый по таблице 74 [37] в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} и условной гибкости λ .

Значение m_{ef} вычисляется по формуле:

$$m_{ef} = \eta m, \quad (6)$$

где η — коэффициент формы сечения, который можно принять равным 1; m — относительный эксцентриситет, оп-

ределяемый по формуле:

$$m = 4e_0/r. \quad (7)$$

Условная гибкость λ вычисляется по формуле:

$$\lambda = 2s\sqrt{R_s/E_s}/r, \quad (8)$$

где s — шаг поперечной арматуры.

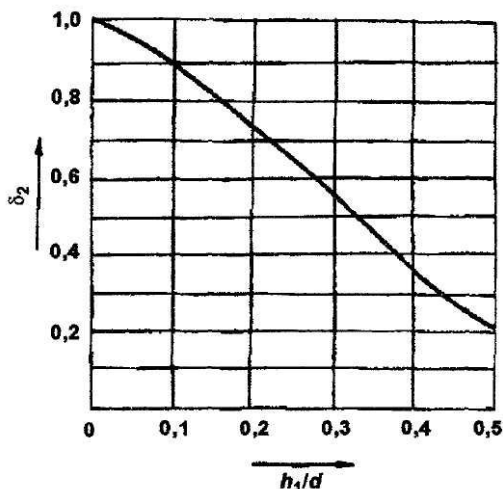


Рис. 7. Зависимость степени снижения прочности арматурного стержня δ_2 от относительной глубины повреждения h_1/d .

Если при ударе образовалось повреждение арматурного стержня, приведшее к снижению размера его поперечного сечения без потери связи арматуры с бетоном, то предельное значение в поврежденном растянутом или сжатом стержне можно вычислить по формуле:

$$N_{su} = \delta_2 \gamma_s R_s \pi r^2, \quad (9)$$

где δ_2 — коэффициент, характеризующий степень снижения прочности поврежденного арматурного стержня, значение которого можно определить по графику на рис. 7, в зависимости от относительной глубины повреждения стержня

h_1/d ; γ_s — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений у места повреждения стержня

$$\gamma_s = 1 - 0,2h_1/r. \quad (10)$$

Если арматурный стержень при ударе получил одновременно и искривление с потерей связи с бетоном, и дефект в виде уменьшения размера поперечного сечения в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, то в растянутом стержне предельное усилие можно определить из выражения

$$N_{su} = \delta_1 \delta_2 \gamma_s R_s \pi r^2. \quad (11)$$

В сжатом стержне в этом случае происходит снижение усилия N_{su} в зависимости от стрелки искривления и глубины повреждения стержня. Ориентировочно значение N_{su} для сжатого стержня можно получить из выражения

$$N_{su} = \delta_2 \gamma_s \varphi_e R_s \pi r^2. \quad (12)$$

Вычислив несущую способность элемента с учетом предельного расчетного усилия в поврежденном арматурном стержне, сравнив ее с расчетным усилием в элементе и учтя наличие и характер трещин в бетоне, принимают решение о возможности признания конструкции аварийной.

Эксперименты, проведенные в ВИТУ О. Б. Керженцевым, показали, что при наличии одностороннего повреждения растянутой арматуры разрушение железобетонных элементов происходит с разрывом поврежденной арматуры при относительно небольших деформациях элементов. Отсюда следует вывод: односторонние повреждения растянутой арматуры свидетельствуют об аварийном состоянии железобетонной конструкции.

При воздействии агрессивной среды происходит изменение прочности бетона, местное его разрушение, коррозия арматуры.

Если при повреждении железобетонных конструкций появляются рассмотренные выше признаки, свидетельствующие о большой их перегрузке (трещины, отслоение лещадок в сжатой зоне элементов и др.), то поврежденные конструкции следует считать аварийными

В некоторой технической литературе предлагается относительный прогиб обычных изгибаемых железобетонных элементов, превышающий $1/150$ пролета, считать признаком аварийного состояния конструкции.

В других источниках, например, в Рекомендациях [29], аварийное состояние конструкции предлагается считать при относительном прогибе, большем или равном $1/50$.

Однако сам по себе большой прогиб железобетонных элементов свидетельствует лишь о их малой изгибной жесткости.

О близости к аварийному состоянию изгибаемых железобетонных элементов можно судить по значениям относительного прогиба, соответствующим достижению предельного состояния по прочности, который определяется по формуле

$$f/l = \delta M_u l^2 / B, \quad (13)$$

где δ — коэффициент, зависящий от расчетной схемы изгибаемого элемента; M_u — предельный изгибающий момент, который может воспринять нормальное сечение элемента при достижении предельного состояния первой группы; B — изгибная жесткость элемента.

Для прямоугольного сечения с одинарной арматурой

$$M_u = R_s b h_0^2 \mu (1 - 0,5 \mu R_s / R_b), \quad (14)$$

где μ — коэффициент армирования

$$\mu = A_s / b h_0. \quad (15)$$

При кратковременном нагружении значение B можно вычислить по формуле

$$B = 0,85 E_s \mu b h_0^3 (1 - \mu R_s / R_b) (1 - 0,5 \mu R_s / R_b), \quad (16)$$

а при длительном воздействии нагрузки и относительной влажности воздуха $W \leq 40\%$

$$B = 1,7 E_s \mu b h_0^3 [1 - \mu R_s / (0,9 R_b)] \times \\ \times [1 - 0,5 \mu R_s / (0,9 R_b)]. \quad (17)$$

После подстановки (14) и (16) в уравнение (13) получаем

$$f/l = \delta R_s l / [0,85 E_s (1 - \mu R_s / R_b) h_0], \quad (18)$$

а после подстановки (14) и (17) в уравнение (13) имеем

$$f/l = \delta R_s l / \{1,7 E_s [1 - \mu R_s / (0,9 R_b)] h_0\}, \quad (19)$$

Так как прогиб изгибаемых элементов отсчитывается от прямолинейной оси элемента, то в предварительно напряженных балках из значения относительного прогиба, подсчитанного по формуле (18), следует вычесть относительный выгиб от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P , подсчитанный по формуле

$$f_1/l = P e_{op} l / (8 E_b J_{red}), \quad (20)$$

а из значения относительного прогиба, подсчитанного по формуле (19), вычесть еще и дополнительный относительный выгиб от усадки и ползучести бетона, определяемый из выражения

$$f_2/l = (\epsilon_b - \epsilon_b') l / 8 h_0, \quad (21)$$

где ϵ_b и ϵ_b' — относительные деформации бетона от усадки и ползучести на уровне соответственно растянутой

арматуры и наиболее сжатой грани сечения, вычисляемые по Нормам [35].

Если относительный прогиб элемента превышает значения, вычисленные по формулам (18) и (19), но трещины в растянутой зоне раскрыты не более, чем приведенные в таблице 1, и отсутствуют признаки разрушения сжатой зоны, то следует считать состояние конструкции предаварийным.

При раскрытии трещин в растянутой зоне больше приведенных в таблице 1 и наличии признаков начала разрушения сжатой зоны бетона состояние конструкции следует считать аварийным.

На рис. 8 представлена зависимость относительного прогиба f/l железобетонных изгибаемых элементов от отношения пролета l к рабочей высоте сечения h_0 при достижении в нормальных сечениях первой группы предельных состояний для балок прямоугольного сечения из бетона класса В20 при арматуре из стали класса А-III и $\mu = 0,015$.

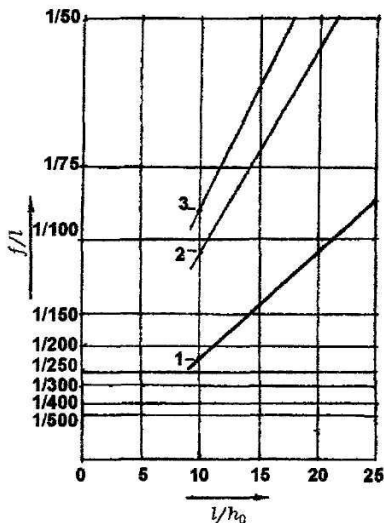


Рис. 8. Зависимость относительного изгиба f/l железобетонного изгибаемого элемента от отношения пролета l к рабочей высоте сечения h_0 при классе бетона В20, классе арматуры А-III и $\mu = 0,015$:

1 — для однопролетной свободно опертой балки и кратковременного действия нагрузки; 2 — то же для длительного действия нагрузки; 3 — для консольной балки и кратковременного действия нагрузки.

Из рис. 8 видно, что достижение предельного состояния первой группы в нормальном сечении может происходить при значениях относительных прогибов, заметно отличаю-

щихся от 1/150 как в одну, так и в другую сторону. Таким образом, для использования критерия относительного прогиба железобетонных конструкций при установлении их аварийного состояния следует производить каждый раз расчет значения относительного прогиба исходя из конкретных условий (пролета и схемы изгибаемого элемента, классов бетона и арматуры, коэффициента армирования).

В ряде случаев, когда нет видимых признаков перегрузки железобетонных конструкций, они могут находиться в предаварийном состоянии. Это бывает тогда, когда не обеспечивается устойчивость конструкции.

Сюда можно отнести пропуски или некачественное выполнение вертикальных связей, отсутствие или непроектное выполнение сварки закладных деталей. В этих случаях даже при незначительном увеличении нагрузок может произойти обрушение конструкций.

В последнее время участились случаи обрушения балконов и козырьков.

Если балконная плита или козырек железобетонные, то признаки их аварийного состояния связаны с дефектами как растянутой арматуры, так и сжатой зоны бетона.

При неудовлетворительном состоянии или отсутствии гидроизоляции балконных плит и козырьков в результате многократного воздействия атмосферных осадков и перепадов температуры происходит разрушение верхней и нижней зон плит, что вызывает коррозию арматуры и бетона.

При повреждении коррозией арматурных стержней более чем на 30% следует считать состояние плит балконов и козырьков аварийным.

При недостаточной плотности бетона, увлажнении его из-за плохой гидроизоляции плиты и попеременном замораживании и оттаивании происходит быстрое разрушение нижней поверхности плиты. При этом уменьшается рабочая высота сечения плиты. Разрушение более чем на 30% по глубине бетона плиты является признаком ее аварийного состояния.

5. Признаки аварийного состояния каменных конструкций

О большой перегрузке элементов каменной кладки можно судить по наличию в них трещин. Трещины могут быть видимые, выходящие на поверхность кладки, и невидимые — внутреннее расслоение. Однако не все трещины в кладке свидетельствуют о ее перегрузке. Трещины в каменной кладке могут появляться также в результате неравномерной осадки фундаментов и температурного воздействия [9, 18, 19, 20].

При неравномерной осадке фундаментов и температурном воздействии в результате перераспределения усилий между элементами кладки может произойти перегрузка отдельных элементов с образованием в них трещин силового происхождения.

Наступление аварийного состояния каменной кладки в связи с ее перегрузкой соответствует третьей стадии напряженно деформированного состояния кладки. Эта стадия характеризуется появлением часто расположенных вертикальных трещин, имеющих небольшое раскрытие и проходящих через вертикальные швы кладки и несколько рядов камня (рис. 9).

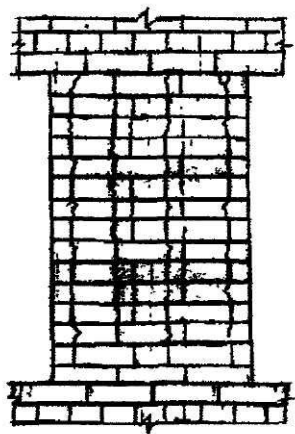


Рис. 9 Схема третьей стадии напряженно деформированного состояния каменной кладки.

Трещины, выходящие на наружную поверхность каменного элемента, обычно сопровождаются внутренним расслоением кладки. Это можно установить при простукивании каменного элемента. Если есть его внутреннее расслоение, то при ударе по поверхности кладки слышен глухой звук. Как говорят строители, кладка при этом «бухтит».

Внутреннее расслоение кладки часто приводит к выпучиванию наружной версты кладки.

Рекомендации [30] предлагают считать недопустимым отклонение от вертикали элемента каменной кладки более чем на $1/3$ высоты сечения элемента. При учете этих рекомендаций следует иметь в виду, что если отклонение от вертикали допущено при выполнении кладки, то горизонтальная составляющая усилия, возникающая от этого отклонения, будет гаситься связью отклонившегося элемента с другими участками кладки и перекрытиями. При таком отклонении от вертикали каменного элемента следует произвести его расчет с учетом связи с примыкающими элементами кладки и перекрытиями [9, 19, 20]. Если расчет покажет удовлетворительное состояние кладки, то не появится оснований считать такой элемент аварийным.

При отклонении участков стены или столба от вертикали с отрывом их от соседних элементов стен, вызванным неравномерной осадкой фундаментов, в случае когда стабилизации осадки не произошло, появляется опасность обрушения отколовшихся элементов каменной кладки. Это следует считать аварийным состоянием кладки.

Опасным является появление трещин в кладке под концами балок, прогонов, перемычек больших пролетов или под опорными подушками (рис. 10). При этом возникает возможность обрушения элемента, опирающегося на кладку. Это аварийное состояние элемента.

При недостаточном опирании плит перекрытий на стены может произойти скол кладки под концом плиты, а также продергивание арматуры плиты на опоре. При отсутствии видимых признаков разрушения кладки под концом плиты и

наклонных трещин в плите состояние плиты следует считать предаварийным. В случае увеличения нагрузки на плиту она может обрушиться.

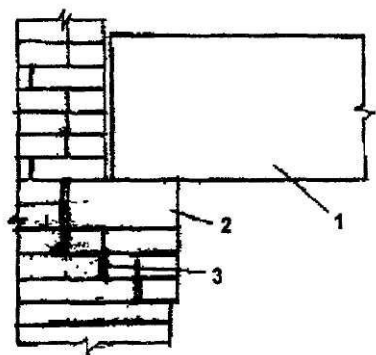


Рис. 10. Схема разрушения каменной кладки под опорной подушкой. 1 — балка; 2 — опорная подушка; 3 — наклонная трещина.

Трещины в кладке, вызванные неравномерной осадкой фундаментов, температурным воздействием, а также отсутствие перевязок продольных и поперечных стен приводят к снижению пространственной жесткости здания. Это предаварийное состояние здания. В случае появления значительных горизонтальных усилий может произойти обрушение конструкций. Поэтому пространственную жесткость здания всегда нужно восстанавливать [1, 9, 18].

Известны случаи обрушения отдельно стоящих кирпичных стен, не раскрепленных перекрытиями и стенами перпендикулярного направления, от действия ветровой нагрузки. Это может произойти при нарушении технологии возведения новых стен или разборки старых.

Отдельно стоящую стену можно считать аварийной, если ее высота оказывается больше определенной по формуле

$$H \geq h^2 \gamma_f \rho g / (c w \gamma), \quad (22)$$

где h — толщина стены; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, равный 0,9; ρ — плотность кладки; g — ускорение силы тяжести; c — аэродинамический коэффициент, принимаемый по Нормам [39]; w — скоростной напор, прини-

маемый по Нормам [39]; γ — коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

6. Признаки аварийного состояния конструкций крупнопанельных зданий

Фундаменты, перекрытия, лестницы крупнопанельных зданий имеют те же признаки аварийного состояния, что и аналогичные конструкции других зданий.

Специфические признаки аварийного состояния имеют стеновые панели и узлы соединения стеновых панелей друг с другом и с плитами перекрытий.

Обрушение крупнопанельного здания может произойти в результате большой неравномерной осадки фундаментов, приведшей к нарушению целостности отдельных панелей и узлов их сопряжения. Также возможна авария крупнопанельного здания из-за разрушения отдельных несущих панелей при недостаточной их несущей способности или из-за низкого качества горизонтальных швов.

При качественном выполнении узлов сопряжения стеновых панелей друг с другом и с плитами перекрытий разрушение одной стеновой панели не должно приводить к прогрессирующему обрушению всего здания или всех конструкций, расположенных выше. Это обеспечивается специальной конструкцией узлов сопряжения элементов крупнопанельных зданий, допускающих большие пластические деформации. Проконтролировать качество выполнения узлов соединения можно только в процессе производства строительно-монтажных работ или при вскрытии узлов возведенного здания. Однако в последнем случае наносится значительный ущерб целостности конструкций, их внешнему виду и на время вскрытия узлов и их последующего ремонта затрудняется эксплуатация помещений. Следует иметь в виду, что связи в узлах соединения элементов крупнопанельных зданий друг с другом должны выполняться строго по проекту. Как уменьшение, так и увеличение поперечного сечения связей будут иметь отрицательные последствия. При уменьшении поперечного сечения связи будет недостаточная прочность соединения, а при увеличении поперечного сечения произой-

дет уменьшение пластической деформации связи [8, 19, 20].

Отдельные навесные стеновые панели могут выпасть из стены из-за разрушения связей. Предвестником этого является выход панели из плоскости стены, появление ржавых пятен в местах расположения стальных связей и трещин в горизонтальных и вертикальных швах по периметру панели.

Если навесные панели прикреплены к каркасу, то зазоры, даже значительные, между панелью и каркасом не могут служить основанием для признания панели аварийной.

В большинстве случаев наличие большого зазора между некоторыми стеновыми панелями и колоннами каркаса свидетельствует о небрежном монтаже каркаса, то есть о том, что колонны смонтированы не в одной плоскости. В этом случае следует проверить положение сомнительной панели относительно наружной поверхности стены. Если панель не выходит наружу относительно внешней стороны стены, то ее состояние следует признать удовлетворительным.

Вертикальные и горизонтальные трещины в стеновых панелях увеличивают их проницаемость. Горизонтальные трещины, кроме того, снижают жесткость панели из ее плоскости.

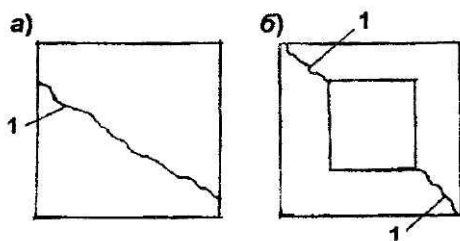


Рис. 11. Схема наклонных трещин в стеновой панели:
а — в панели без проема; б — в панели с проемом; 1 — трещины.

Опасным является наличие наклонных трещин (рис. 11), так как вдоль трещины может произойти сдвиг частей панели с последующим их разрушением [32]. Признаком возможного разрушения является и появление трещин и отслоенных лещадок у горизонтальных швов между панелями, что свиде-

тельствует о большой неоднородности растворной постели в этом шве

Отслоение и выпадение наружного защитного слоя не может являться признаком аварийного состояния стеновой панели. При разрушении наружного защитного слоя появляется опасность увлажнения стены дождем и снижения ее теплотехнических свойств.

7. Признаки аварийного состояния стальных конструкций

При обнаружении таких дефектов стальных конструкций, как общий и местный изгиб стального элемента, местное ослабление сечения, коррозия стали, для определения состояния стального элемента нужно выполнить расчеты прочности с учетом выявленных дефектов. Методика этих расчетов изложена в Справочнике [31].

Однако в ряде случаев и без выполнения поверочных расчетов можно сделать вывод о наличии аварийного состояния стальных конструкций. Наличие трещин в сварных швах, в околошовной зоне, поперечных трещин в растянутых элементах, а также трещин, идущих от заклепочных отверстий, является бесспорным признаком аварийного состояния конструкций.

Часто причиной аварий стальных конструкций является потеря местной устойчивости в узлах сопряжения.

На рис. 12, а изображены схемы образования местного выпучивания стенки сварного двутавра в сопряжении стойки рамы с ригелем. В местах перелома пояса сварного двутавра из-за концентрации напряжений в тонкой стенке произошла местная потеря устойчивости стенки, которая привела к обрушению рам спортивного сооружения. Аналогичное явление произошло и в стальных рамах складского здания (рис. 12, б).

Этой аварии не произошло бы, если бы в местах перелома пояса были установлены ребра жесткости [20].

В Ленинграде произошла авария структурного покрытия спортивного сооружения из стальных труб и фасонного проката [20]. Причиной аварии была потеря устойчивости фасонки у верхнего пояса структуры из-за большого расстояния между элементом решетки и верхним поясом (рис. 12, в). При монтаже структуры был допущен изгиб фасонки, что усугубило ее сложное напряженное состояние.

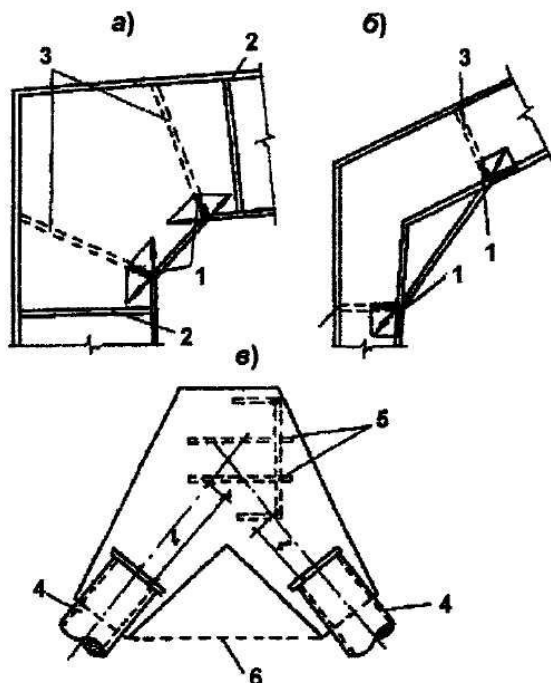


Рис. 12. Схема узлов примыкания элементов стальных конструкций, приведших к авариям:

а — ригеля и колонны спортивного здания; б — ригеля и колонны складского здания; в — раскоса к горизонтальным верхним элементам структурного покрытия; 1 — сосредоточение усилия, действующее на стенку элементов двутаврового сечения, 2 — проектные ребра жесткости; 3—ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенок элементов; 4 — трубчатые раскосы; 5 — верхние горизонтальные элементы структурного покрытия; 6 — нижняя грань фасонки по проекту КМ; 1— большая свободная длина фасонки.

Отсюда можно сделать вывод, что любая местная деформация в узлах сопряжения стальных элементов является признаком аварийного состояния конструкции.

Иногда при устройстве внутренних стен и перегородок они пересекают конструкции перекрытий и покрытий без оставления необходимых зазоров в местах их пересечений (рис. 13).

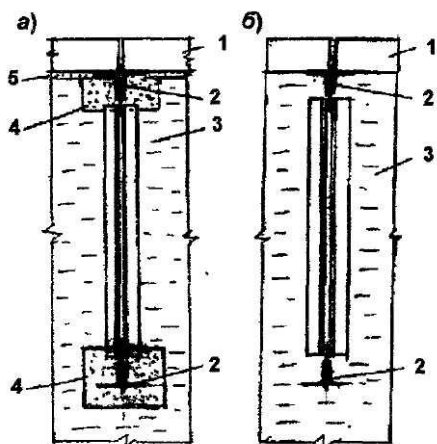


Рис. 13. Схема пересечения стропильной фермы с перегородкой
 а — правильное решение пересечения, в — неправильное решение пересечения, 1 — плита перекрытия, 2 — пояса фермы, 3 — перегородка, 4 — отверстия в перегородке в местах пересечения ее с поясами фермы, заполненные эластичным материалом, 5 — зазор между перегородкой и плитой покрытия

Если стены или перегородки опираются на фундаменты, не связанные с фундаментами несущих конструкций, на которые оперты конструкции перекрытий и покрытий, то при разности осадок фундаментов происходит либо зависание стен (перегородок) на конструкции перекрытий (покрытий), либо последние опираются на эти стены и работают в нерасчетном режиме. Это может привести к аварии конструкций перекрытия и покрытия.

Так же как и в отношении железобетонных изгибаемых элементов, нельзя судить об аварийном состоянии стальных балок только по какому-либо фиксированному значению относительного прогиба. Необходимо принимать во внимание также пролет и высоту сечения балки.

При закреплении верхнего пояса от смещения в горизонтальной плоскости предельное усилие, которое может воспринять нормальное сечение балки, выражается [37] формулой

$$M_u = R_y \gamma_c W, \quad (23)$$

где γ_c — коэффициент условной работы балки.

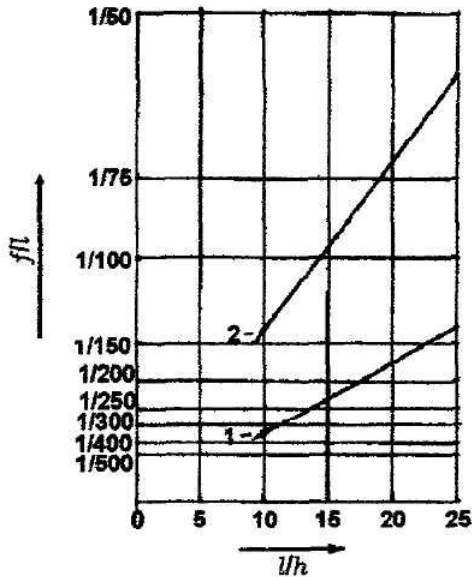


Рис. 14. Зависимость относительного прогиба стальной балки от отношения пролета l к высоте сечения h при достижении нормальным сечением предельного состояния по прочности: 1 — для однопролетной свободно опертой балки; 2 — для консольной балки.

Значение относительного прогиба при этом с учетом формулы (13) определяется по формуле

$$f/l = 2\delta R_y \gamma_c l / (Eh). \quad (24)$$

На рис. 14 показана зависимость относительного прогиба стальной балки при достижении предельного состояния нормального сечения по прочности от значения отношения пролета l к высоте сечения балки h при исходных данных $R_y \gamma_c = 200$ МПа и $E = 2 \cdot 10^5$ МПа. Так же как и для железобетонного изгибаемого элемента, имеются большие колебания в значениях предельного из условия прочности прогиба стальной балки при изменении ее пролета и высоты сечения.

8. Признаки аварийного состояния деревянных конструкций

Обрушение деревянных конструкций чаще всего происходит из-за низкого качества стыков их элементов. Бесспорным признаком аварийного состояния растянутых стыков является наличие продольных трещин у нагелей и гвоздей (рис. 15). При этом происходит выключение из работы нагелей или гвоздей, рядом с которыми возникли трещины.

Опасным для конструкции является скалывание площадки в лобовой врубке (рис. 16). В этом случае все усилие в примыкающем элементе будет передаваться на стяжной болт, это усилие вызовет изгиб болта и смятие древесины в обоих сопряженных элементах.

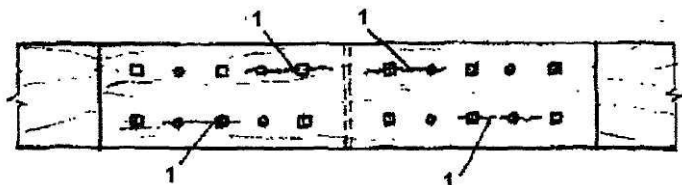


Рис. 15. Схема трещин у нагелей в растянутом стыке деревянных элементов, свидетельствующих об опасности разрушения стыка:
1 — трещины.

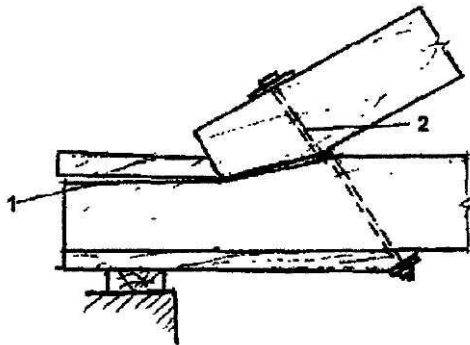


Рис. 16. Скалывание площадки в лобовой врубке, могущее привести к обрушению всей конструкции:
1 — линия скола; 2 — стяжной болт.

При отсутствии стяжного болта в лобовой врубке состояние деревянной конструкции следует считать предаварийным, так как в случае скалывания по какой-либо причине площадки врубки произойдет обрушение конструкции.

Так же как и для конструкций из других материалов, о напряженном состоянии деревянных элементов можно судить по их прогибам. Относительные прогибы деревянных балок при достижении в нормальных сечениях предельного состояния первой группы выражаются уравнением

$$f/l = 2\delta R_u l / (Eh). \quad (25)$$

На рис. 17 представлена зависимость относительного прогиба изгибаемого деревянного элемента при достижении предельного состояния по прочности нормального сечения от отношения пролета l к высоте сечения h для условий $R_u = 14$ МПа и $E = 10 \cdot 10^3$ МПа.

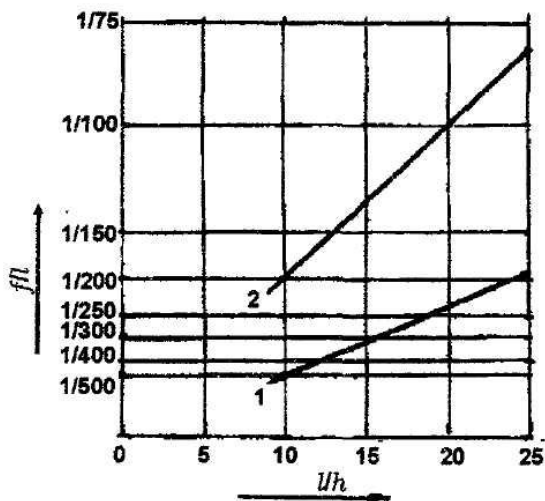


Рис. 17. Зависимость относительного прогиба деревянной балки от отклонения пролета l к высоте сечения h при достижении нормальным сечением предельного состояния по прочности:

- 1 — для однопролетной свободно опертой балки; 2 — для консольной балки.

Если относительный прогиб обследуемой конструкции превышает относительный прогиб, подсчитанный по формуле (25), то конструкция испытывает перенапряжение. В этом случае можно говорить об аварийном состоянии деревянного изгибаемого элемента.

Древесина на сжатие работает упругопластически, а на растяжение упруго [24]. Перед разрушением изгибаемого деревянного элемента в его сжатой зоне древесина работает пластически, а в растянутой зоне деформации в основном упругие. Разрушение нормального сечения изгибаемого элемента происходит при разрыве его растянутых волокон. Признаком приближающегося разрушения может служить начало потери устойчивости сжатых волокон, сопровождающееся выпучиванием древесины в сжатой зоне (на сжатой грани образуются складки). Если несущая способность подвергнувшегося гниению деревянного элемента, подсчитанного за вычетом пораженной древесины, оказалась недостаточной, то такой элемент следует считать аварийным.

Заключение

Описанию аварий строительных конструкций посвящена обширная литература. При этом главное внимание уделяется причинам аварий и их последствиям. Признаки аварийного состояния, как правило, рассматриваются недостаточно подробно. Не изучаются признаки аварийного состояния конструкций и в технических учебных заведениях. В связи с этим инженерно-технические работники, даже встретившись с явными признаками аварийности конструкций зданий и сооружений, не всегда адекватно реагируют на них.

Это может привести к аварии здания или сооружения, которую можно было бы легко предотвратить.

Вопросы предаварийного и аварийного состояния строительных конструкций зданий и сооружений недостаточно разработаны и теоретически, и практически. Представляется очень важным углубленная проработка этих вопросов, обобщение и публикация всех известных материалов по данному направлению строительной науки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев В. К. Гроздов В. Т., Тарасов В. А. Дефекты несущих конструкций зданий и сооружений, способы их устранения.— М.: Минобороны, 1982. — 178 с.
2. Анализ причин аварий строительных конструкций. Выпуск 1. — М.: Изд-во по строительству, 1968. — 224 с.
3. Андреев С. А. Предупреждение аварий и повреждений зданий. — М.: Изд-во Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1947. — 96 с.
4. Бедов А. И., Сапрыкин В. Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. — М.: Изд-во АСВ, 1995.— 192 с.
5. Вейц Р. И. Предупреждение аварий при строительстве зданий. — Л.: Стройиздат, 1984. —г 145 с.
6. Гроздов В. Т. Дефекты основных несущих железобетонных конструкций каркасных многоэтажных промышленных и общественных зданий и методы их устранения / СПбВВИСУ. — СПб, 1993. — 192 с.
7. Гроздов В. Т. Дефекты сборных железобетонных несущих конструкций одноэтажных каркасных промышленных зданий и методы их устранения/СПбВВИСУ. — СПб, 1993. — 168 с.
8. Гроздов В. Т. Дефекты конструкций крупнопанельных зданий, снижающие несущую способность зданий, и их устранение/СПбВВИСУ. — СПб, 1993.— 96 с.
9. Гроздов В. Т. Дефекты каменных зданий и методы их устранения / СПбВВИСУ. — СПб, 1994. — 146 с.
10. Гроздов В. Т. Дефекты фундаментов зданий и сооружений, способы их устранения и усиление оснований и фундаментов / СПбВВИСУ. — СПб, 1994. — 106 с.
11. Гроздов В. Т. Поверочные расчеты элементов строительных конструкций при техническом обследовании зданий и сооружений/СПбВВИСУ. — СПб, 1994. —88 с.
12. Гроздов В. Т. Приближенный способ учета влияния некоторых дефектов монтажа элементов железобетонных кар-

- касов на усилия в колоннах // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1990. — № 2. С. 12—15.
13. Гроздов В. Т. Определение дополнительных усилий в колоннах многоэтажных каркасных зданий при смещении ригеля из плоскости рамы // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1990. — № 12. С. 3—5.
 14. Гроздов В. Т. Влияние некоторых дефектов монтажа железобетонных каркасов одноэтажных промышленных зданий на усилия в колоннах // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1991. — № 8. С. 3—5.
 15. Гроздов В. Т. Дефекты стыков колонн в каркасах серии ИИ-04 и 1.020-1 и влияние их на несущую способность колонн // Известия вузов: Строительство. — 1991. — № 10. С. 3—5.
 16. Гроздов В. Т. Дефекты стыков стеновых панелей и влияние их на несущую способность крупнопанельных зданий // Известия вузов: Строительство. — 1993. — № 1. С. 71—72.
 17. Гроздов В. Т. Влияние несоосности выпусков арматуры из ригелей и колонн в многоэтажных промышленных каркасных зданиях серии ИИ-20/70 и 1.420-12 на несущую способность ригелей // Перспективы развития строительных конструкций: Сб. статей / ЛДНТП. — СПб, 1991. — С. 66—69.
 18. Гроздов В. Т. О разрушении стены от воздействия сезонного периода температуры наружного воздуха // Известия вузов: Строительство. — 1997. — № 12. С. 8—11.
 19. Гроздов В. Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений / ВИСИ. — СПб, 1998. — 204 с.
 20. Гроздов В. Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия / БИТУ. — СПб, 1998. — 148 с.
 21. Гроздов В. Т., Полянский М. М. Об одном недостатке конструкций ребристых плит для перекрытий многоэтажных промышленных зданий // Известия вузов: Строительство и архитектура. — 1990. — № 7. С. 5, 6.
 22. Гроздов В. Т., Руденко В. В. Учет пространственной жест-

- кости каркаса и оценка влияния отклонений колонн от проектного положения // Проектирование и расчет строительных конструкций: Сб. статей / ЛДНТП. — Л., 1990. С. 98—104.
23. Исследование влияния качества изготовления, монтажа и эксплуатации железобетонных конструкций на их несущую способность // Сб. научных трудов НИИЖБ Госстроя СССР. — М., 1986. — 99 с.
 24. Отрешко А. М. Строительные конструкции. Ч. II: Деревянные конструкции. — М.: Трансжелдориздат, 1948.— 411 с.
 25. Пособие по проектированию жилых зданий/ЦНИИЭП Госкомархитектура. — М.: Стройиздат, 1989. Вып. 3: Конструкция жилых зданий (к СНиП 2.08.01—85).—304 с.
 26. Предупреждение деформаций и аварий зданий и сооружений/Под ред. В. А. Лисенко. — Киев: Буд!вельник, 1984. — 120 с.
 27. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1989.— 104 с.
 28. Рекомендации по учету влияния дефектов и повреждений на эксплуатационную пригодность стальных конструкций производственных зданий. — М.: Стройиздат, 1982. — 46 с.
 29. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений /ЦНИИСК им. В. В. Кучеренко — М.: Стройиздат, 1989. — 104 с.
 30. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений/ЦНИИСК им. В. В. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984.— 38 с.
 31. Реконструкция промышленных предприятий: Справочник строителя / Под ред. В. Л. Топчия, Р. А. Гребенника.— М.: Стройиздат, 1990. Т. 1. —591 с.
 32. Ройтман А. Г. Предупреждение аварий жилых зданий. — М.: Стройиздат, 1990.— 240 с.

33. Сендеров Б. В. Аварии жилых зданий. — М.: Стройиздат, 1991. — 216 с.
34. СНиП 2.02.01—83. Основание зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1983.— 40 с.
35. СНиП 2.03.01—84*. Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1989.— 80 с.
36. СНиП П-22—81. Каменные и армокаменные конструкции. — М.: Стройиздат, 1983. — 40 с.
37. СНиП 11-23—81* Стальные конструкции. — М.: Стройиздат, 1989. — 96 с.
38. СНиП П-25—80. Деревянные конструкции. — М.: Стройиздат, 1983. — 31 с.
39. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. — М.: Стройиздат, 1987. — 36 с.
40. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. — М.: Стройиздат, 1987. — 336 с.
41. Шкинев А. Н. Аварии в строительстве. — М.: Стройиздат, 1984.— 319 с.