

В. М. Ройтман

**ИНЖЕНЕРНЫЕ РЕШЕНИЯ
ПО ОЦЕНКЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ
ПРОЕКТИРУЕМЫХ
И РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ
ЗДАНИЙ**



**Московский Государственный Строительный
Университет
Институт Инженерной Безопасности в Строительстве**

В.М. Ройтман

**ИНЖЕНЕРНЫЕ РЕШЕНИЯ
ПО ОЦЕНКЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ
ПРОЕКТИРУЕМЫХ
И РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ
ЗДАНИЙ**



**Москва
Ассоциация “Пожарная безопасность и наука”**

Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости
проектируемых и реконструируемых зданий.

Ассоциация “Пожарная безопасность и наука”, 2001 г. -382 с., ил.

УДК 614.841,34:699,81

В книге изложены физические основы огнестойкости зданий и сооружений, общие принципы инженерных оценок огнестойкости конструкций и зданий, на основе которых рассмотрены: оценка и расчет пределов огнестойкости строительных конструкций для случая воздействия “стандартного” пожара, с учетом режимов возможных реальных пожаров; оценка огнестойкости реконструируемых зданий, в т.ч. с надстройкой дополнительных этажей; оценка состояния зданий после пожара; проверка соответствия зданий и сооружений требованиям норм по показателю огнестойкости.

Приведены справочные данные: о требуемых нормами значениях огнестойкости зданий, конструкций, элементов; фактических пределах огнестойкости различных конструкций; данные, необходимые для расчета пределов огнестойкости различных конструкций; данные необходимые для расчетов огнестойкости конструкций с учетом режима возможного реального пожара; данные необходимые для оценки огнестойкости реконструируемых зданий.

Книга предназначена для специалистов научно-исследовательских, проектных, строительных организаций, органов государственного пожарного надзора, занимающихся вопросами противопожарной защиты зданий, а также может быть использована в качестве учебного пособия для высших учебных заведений при изучении курсов “Пожарная безопасность зданий и сооружений”, “Безопасность жизнедеятельности”, “Чрезвычайные ситуации в техносфере”, курсовом и дипломном проектировании.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ

Раздел 1. Особенности поведения конструкций зданий в условиях воздействия пожара.....	9
Раздел 2. Огнестойкость-базовый элемент системы противопожарной защиты зданий и сооружений	39
Раздел 3. Основы расчета строительных конструкций на огнестойкость.....	57
Раздел 4. Оценка огнестойкости проектируемых конструкций и зданий на основе справочной информации	91
Раздел 5. Расчет пределов огнестойкости строительных конструкций.....	117
Раздел 6. Расчет огнестойкости конструкций с учетом режима реального пожара	161
Раздел 7. Оценка огнестойкости реконструируемых зданий	217
Раздел 8. Оценка состояния зданий и сооружений после пожара	259
Раздел 9. Справочные данные	275

РАЗДЕЛ 1.

ОСОБЕННОСТИ ПОВЕДЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОЖАРА



Содержание раздела 1

1.1. Опасность воздействия пожара на здания

1.1.1. Понятия о пожаре и пожарной опасности зданий

1.1.2. Температурные режимы пожаров

1.1.3. Последствия воздействия пожаров на здания

1.2. Особенности прогрева конструкций зданий при воздействии пожара

1.2.1. Нестационарный характер процессов теплопереноса в конструкциях зданий при пожаре

1.2.2. Влажностный фактор и его влияние на процессы теплопереноса в конструкциях зданий при пожаре

1.3. Особенности разрушения и деформирования материалов конструкций зданий при пожаре

1.3.1. Характер разрушения и деформирования материалов конструкций при пожаре

1.3.2. Влажностный фактор и его влияние на процессы разрушения материалов конструкций при пожаре

1.3.3. Явление взрывообразного разрушения материалов конструкций при пожаре

1.3.4. Общность физических процессов утраты эксплуатационных качеств материалами конструкций в обычных условиях и условиях пожара

Литература к разделу 1

1.1. Опасность воздействия пожара на здания

1.1.1. Понятия о пожаре и пожарной опасности зданий

Пожар - неконтролируемое горение, причиняющее материальный ущерб, вред жизни и здоровью граждан, интересам общества и государства [1.1].

Пожарная опасность объекта – состояние объекта, заключающееся в возможности возникновения пожара и его последствий [1.2].

Специфика пожарной опасности зданий определяется [1.3]:

- пожароопасными свойствами, количеством и особенностями использования веществ и материалов находящихся и используемых в помещениях зданий;
- пожарной опасностью строительных материалов;
- пожарной опасностью строительных конструкций;
- пожарной опасностью здания в целом (функциональная пожарная опасность объекта).

Важным показателем пожарной опасности объекта является понятие о пожарной нагрузке помещения. Это – количество теплоты, отнесенное к единице поверхности пола, которое может выделиться в помещение или здание при пожаре.

Основным опасным фактором пожара, который и является причиной разрушения, повреждения строительных конструкций, элементов, частей зданий и зданий в целом является быстрое повышение температуры в очаге пожара (температурный режим пожара), которое резко отличается от условий обычной эксплуатации объекта.

Например, как показывают многочисленные исследования [1.4] при возникновении пожара в зданиях, температура среды в очаге пожара может достигать величин 900-1100⁰С, через 20-30 минут после его возникновения.

Для обычных строительных материалов и конструкций такое высокотемпературное воздействие является экстремальным, приводящим к быстрой утрате их несущей, ограждающей и теплоизолирующей способности (см.рис.1.1; 1.2; 1.3; 1.4).

1.1.2. Температурные режимы пожаров

Температурный режим пожара – это изменение среднеобъемной температуры среды при пожаре, в зависимости от времени его развития.

Температурные режимы пожаров в помещениях различных зданий и сооружений могут весьма существенно отличаться друг от друга [1.5-1.7] (см.рис.1.5).

Наиболее “жесткий” температурный режим пожара может наблюдаться в дорожных, железнодорожных туннелях, шахтах, линиях метро (кривая 2 рис.1.5). В отличие от пожаров в обычных зданиях и сооружениях, при возникновении пожара в туннеле, отвод тепла от очага пожара затруднен и, в результате, температура пожара может достигать величины до 1350°C .

На объектах нефтепереработки и нефтехимии температурные режимы пожаров также характеризуются быстрым повышением температуры до 1100°C и более (кривая 3, рис.1.5).

Кривые 5а,б,в рис.1.5 дают представление о возможных температурных режимах пожара в помещениях жилых и общественных зданий при различных площадях проемов.

Температурный режим пожара в подвальных помещениях представлен на рис.1.5 кривой 4. Из-за недостатка притока воздуха в зону горения, температура среды в таких помещениях при пожаре ниже, чем в первых трех случаях. Однако эти пожары также представляют значительную опасность из-за их возможной большой продолжительности.

Рассмотрение температурных режимов пожара в различных помещениях позволяет представить развитие пожара в виде трех стадий:

1. Начальная стадия пожара – от возникновения неконтролируемого локального очага горения до полного охвата помещения пламенем. Средняя температура среды в помещении имеет небольшие значения, но внутри и вокруг зоны горения местные температуры могут достигать значительного уровня.

2. Стадия полного развития пожара (или пожара полностью охватившего помещение). Горят все горючие вещества и материалы, находящиеся в помещении. Интенсивность тепловыделения от горящих объектов достигает максимума, что приводит к быстрому нарастанию температуры в помещении до максимальных, которые могут достигать 11000°C и более.

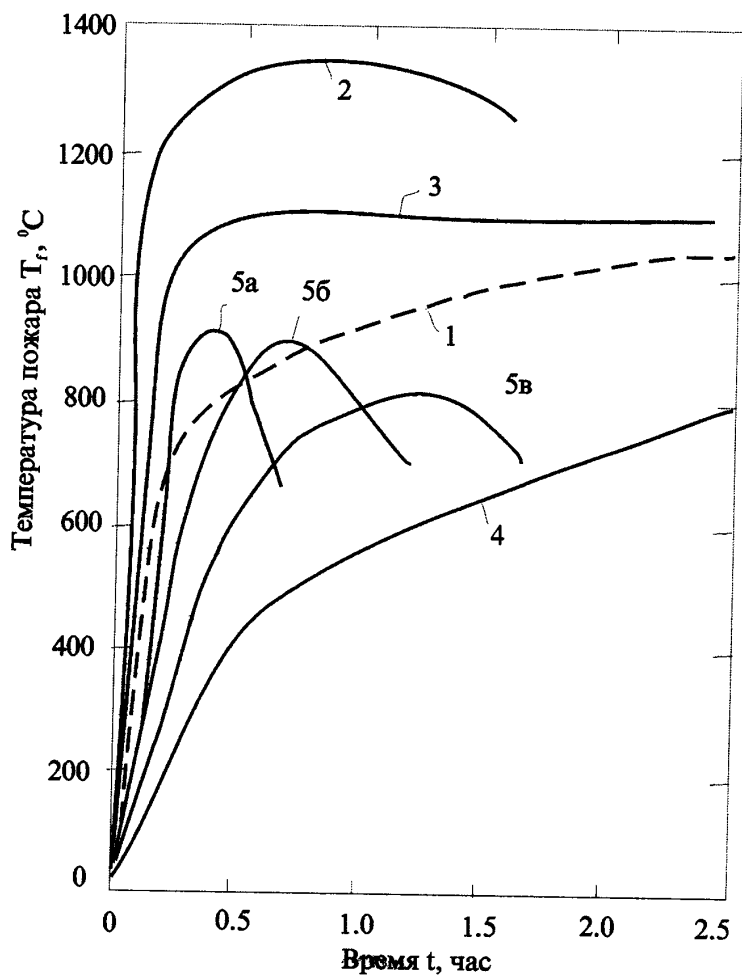


Рис.1.5. Температурные режимы пожаров в помещениях зданий и сооружений различного назначения.

1-режим "стандартного" пожара; 2-режим пожара в туннелях; 3-режим пожара, характерный для зданий и сооружений нефтеперерабатывающей и нефтехимической промышленности; 4-режим пожара в подвальном помещении (типа жилого) с различной площадью проемов F_n (5а- $F_n=2\text{ м}^2$; 5б- $1,5\text{ м}^2$; 5в- $1,0\text{ м}^2$) при пожарной нагрузке (древесина) $q=58\text{ кг/м}^2$.

3. Стадия затухания пожара – интенсивность процесса горения в помещении начинает уменьшаться за счет израсходования основной массы горючих материалов в помещении или воздействия средств тушения пожара.

Скорость изменения температуры в каждой стадии пожара, максимальная температура пожара и время ее достижения в помещениях зданий и сооружений зависит от многих факторов, к основным из которых относятся [1.6, 1.7]:

- вид и количество пожарной нагрузки в помещении;
- геометрия помещения;
- вид и количество проемов в помещении;
- материал и толщина конструкций, ограждающих помещение.

1.1.3. Последствия воздействия пожаров на здания

Строительные конструкции зданий и сооружений в обычных условиях эксплуатации могут сохранять необходимые рабочие качества в течение десятков лет. Эти же конструкции при пожаре исчерпывают свой ресурс долговечности в течение всего лишь десятков минут. Следствием быстрого разрушения строительных конструкций зданий и сооружений являются весьма значительные величины социального и материального ущерба.

Столь быстрый выход из строя строительных материалов и конструкций при пожаре определяется тем, что в этих условиях возникает и начинает действовать дополнительный особый опасный фактор – резкое изменение температуры среды в помещении при возникновении и развитии пожара.

Различные строительные материалы и конструкции по разному себя ведут в условиях повышенных температур. Обычные строительные материалы и конструкции, используемые в нормальных условиях эксплуатации, обычно подвергаются воздействию температур в диапазоне от $+50^{\circ}\text{C}$ до -50°C . Поэтому возникновение и развитие пожара в помещениях зданий и сооружений, когда температура среды в помещении может повышаться до 1000 и более $^{\circ}\text{C}$, создает для обычных строительных материалов и конструкций экстремальные условия эксплуатации. Именно это и является причиной того, что строительные объекты при пожаре очень быстро утрачивают свои эксплуата-

ционные качества, разрушаются или не могут препятствовать распространению пожара (см. рис. 1.1÷1.4).

Например [1.8], пожар в здании из легких металлических конструкций. В 1984 году сгорело здание стоянки автобусов в Воронеже. Здание имело размеры 54х96 м. и высоту 10 м. Стены здания были выполнены из 3-х слойных асбоцементных панелей с пенополиуретановым утеплителем. В покрытии был уложен металлический профилированный настил, с пенополистирольным утеплителем и рулонным водоизоляционным ковром. Несущие конструкции здания – металлические колонны с шагом 12х18 м и структурное металлическое покрытие типа “Берлин”. Пожар начался с загорания одного из автобусов. Через 30 минут после безуспешных попыток потушить пожар первичными средствами поступило сообщение в пожарную охрану. Через 6 минут после сообщения о пожаре произошло обрушение конструкций покрытия на площади более 3000 м². Через 4 минуты после первого обрушения произошло второе обрушение на всей площади здания (5184 м²). В результате пожара огнем было полностью уничтожено здание стоянки с 87 автобусами “Икарус”.

Характерные последствия воздействия пожара на железобетонные конструкции наблюдались при пожаре в производственном корпусе швейной фабрики [1.9]. Производственный корпус имел размеры в плане 114х24 м, 4-х этажный. Конструкции сборные железобетонные. Обследование состояния здания после пожара показало, что средняя максимальная температура в очаге пожара составляла 1200-1250°С, время от начала горения до достижения максимальной температуры - 2 часа. Железобетонные колонны в очаге пожара разрушились от среза, плиты перекрытий получили недопустимые деформации. Это привело к значительной осадке и смещениям остальных конструкций. Было признано, что эксплуатация здания после пожара невозможна, необходимо восстановление здания в целом, путем замены, восстановления и усиления несущих конструкций.

Из приведенных выше случаев пожара в различных зданиях можно сделать вывод о том, что воздействия пожаров на здания зависят от способности строительных конструкций сопротивляться воздействию пожара, т.е. способности сохранять при пожаре свои несущие, ограждающие, теплоизолирующие способности.

Последствия воздействия пожара на основные типы строительных конструкций можно охарактеризовать следующим образом:

Деревянные конструкции. Древесина является горючим материалом. Причиной выхода из строя деревянных конструкций при пожаре является уменьшение их сечения, в результате обугливания древесины при горении (см.рис.1.2). По мере уменьшения рабочего сечения деревянной конструкции при пожаре, напряжения от нормативной нагрузки возрастают, и при достижении ими предела прочности древесины происходит обрушение конструкций. Деревянные конструкции могут утратить и ограждающую способность – при возникновении несплошностей при их горении.

Металлические конструкции. Металл отличается высокой теплопроводностью. Это приводит к тому, что в условиях пожара незащищенные металлические конструкции быстро прогреваются до температур, превышающих 400-500°C. Под воздействием этих температур и нормативной нагрузки интенсивно развиваются температурные деформации и деформации ползучести. Это приводит к быстрому обрушению металлических колонн, балок (в пределах всего 0,12-0,25 часа), потере ограждающей и теплоизолирующей способностей ограждений (см.рис.1.3).

Железобетонные и каменные конструкции. Колонны – в результате воздействия пожара и нормативной нагрузки поверхностные слои бетона и рабочая арматура теряют свои эксплуатационные качества. Это приводит к снижению несущей способности конструкции. При достижении несущей способностью конструкции уровня рабочих нагрузок конструкция выходит из строя (см.рис.1.4).

Стены и перегородки. Потеря эксплуатационных качеств этих конструкций при пожаре происходит от 0,5 до 2,5 и более часа, в результате утраты несущей, ограждающей, теплоизолирующей способностей.

Изгибаемые элементы – наиболее уязвимые конструкции воздействию пожара. Наиболее неблагоприятный вариант воздействия пожара снизу, т.к. в этом случае рабочая арматура растянутой зоны конструкции защищена от действия высоких температур лишь защитным слоем бетона. В зависимости от толщины защитного слоя бетона, режима пожара, типа бетона и ар-

матуры такого рода конструкции могут сопротивляться воздействию пожара от 0,4 до 2,0 часов.

1.2. Особенности прогрева конструкций зданий при воздействии пожара

1.2.1. Нестационарный характер процессов теплопереноса в конструкциях зданий при пожаре

Прогрев строительных конструкций в условиях воздействия пожара сопровождается протеканием сложных теплофизических процессов, приводящих к утрате конструкциями своих эксплуатационных качеств, разрушению, в ряде случаев имеющему взрывоопасный характер.

При пожаре в помещении определяющими теплофизическими процессами являются процессы теплообмена. При возникновении и развитии пожара в помещении, строительные материалы и конструкции оказываются в среде с более высокой температурой. Между нагретой при пожаре средой помещения и строительными конструкциями возникает процесс теплообмена и эти конструкции начинают прогреваться.

Сначала прогреваются поверхностные слои конструкций, затем постепенно процесс прогрева распространяется вглубь сечений конструкций, т.е. температурное поле конструкций зданий и сооружений при пожаре изменяется не только в пространстве, но и во времени (является функцией времени). Выше было показано, что температурное поле в помещении при пожаре также быстро изменяется во времени.

Тепловые процессы, протекающие в таких условиях, называются нестационарными, в отличие от стационарных процессов, когда температура в любой точке тела не изменяется во времени и является функцией только координат.

В условиях нестационарного прогрева строительных конструкций при пожаре большое значение имеет скорость этого процесса. Так как скорость этого процесса прямо пропорциональна способности материала конструкции проводить тепло (т.е. коэффициенту теплопроводности λ) и обратно пропорциональна его способности аккумулировать тепло (т.е. объемной теплоемкости $c \cdot \rho$), то скорость теплового процесса при

нестационарном режиме будет определяться значением коэффициента температуропроводности a :

$$a = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \quad (1.2)$$

Этот коэффициент имеет столь же важное значение в механизме теплопроводности при нестационарном режиме, как и коэффициент теплопроводности при стационарном режиме передачи тепла.

1.2.2. Влажностный фактор и его влияние на процессы теплопереноса в конструкциях зданий при пожаре [1.10]

Материалы строительных конструкций в своем большинстве являются системами капиллярнопористых тел, которые всегда содержат некоторое количество влаги, находящейся в различных состояниях (в виде жидкой влаги, пара, льда).

Количество влаги в структуре строительных материалов, ее свойства, поведение в условиях пожара оказывает значительное, а в ряде случаев решающее значение на скорость прогрева конструкций, их напряженно-деформационное состояние и огнестойкость.

Прогрев строительных конструкций в условиях пожара приводит к резкой интенсификации теплофизических процессов, которые имеют место в обычных условиях, а также к возникновению и развитию новых, присущих только высокотемпературным воздействиям, явлений.

Рассмотрим механизм тепло-влажностных процессов в строительной конструкции при воздействии пожара на примере одностороннего прогрева бетонной плиты.

До начала пожара температура T конструкции находится примерно на постоянном уровне, соответствующем условиям ее обычной эксплуатации. Влагосодержание U материала конструкций равно эксплуатационному уровню, а давление P внутри конструкции соответствует давлению окружающей среды, т.е. барометрическому.

При воздействии пожара на рассматриваемую конструкцию (см. рис.1.6) повышается температура слоев материала, прилегающих к обогреваемой поверхности. При достижении в этих

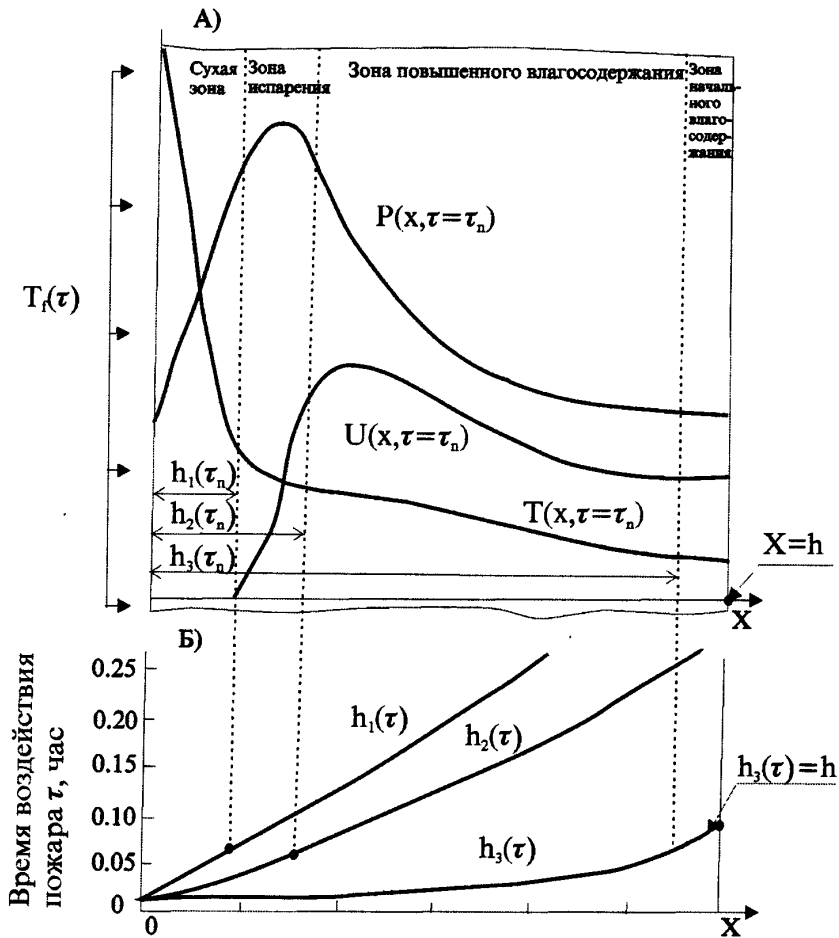


Рис. 1.6. Общая картина распределения температуры T , влагосодержания U , давления P (а) и график движения границ зон фазовых превращений влаги (б) внутри прогреваемой при пожаре конструкции

слоях материала температуре порядка $95-100^{\circ}\text{C}$ начинается процесс перехода жидкой влаги, заключенной в порах и капиллярах материала, в пар. В силу того, что влага внутри материала связана со скелетом различными силами связи (капиллярными, сорбционными и др.) процесс испарения происходит не при одной температуре (100°C), а в некотором интервале температур ($95-170^{\circ}\text{C}$).

В результате внутри конструкции возникает зона испарения влаги (см. рис. 1.6). Значительное количество тепла, поступающего от прогреваемой поверхности в зону испарения влаги, будет тратиться на скрытую теплоту парообразования. Это значит, что прогрев влажной конструкции при пожаре будет происходить иначе, чем сухой конструкции. Например, на кривых прогрева реальных конструкций, полученных при огневых испытаниях на огнестойкость, можно наблюдать характерные изломы (см. рис. 1.7).

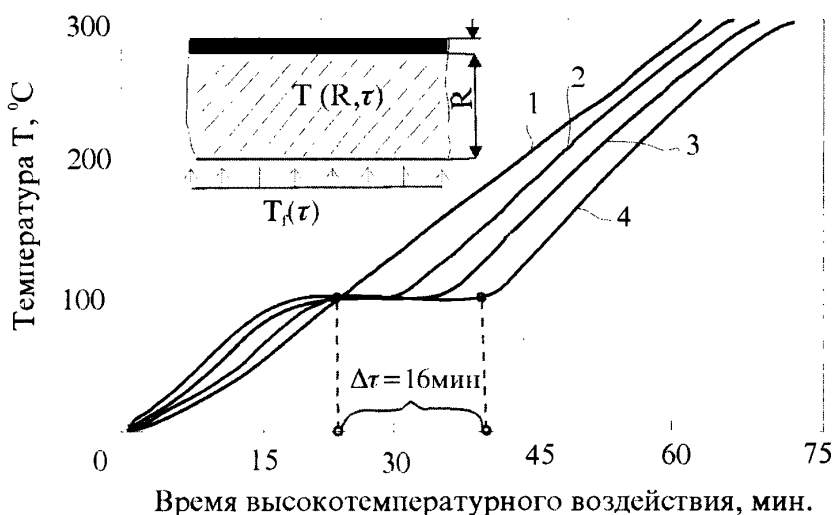


Рис. 1.7. Влияние уровня влагосодержания U_n материала облицовки на прогрев в условиях пожара слоя защищаемого металла 1- $U_n=0$; 2- $0,2 \text{ кг/кг}$; 3- $0,4 \text{ кг/кг}$; 4- $0,8 \text{ кг/кг}$.

Первый излом характеризует замедление прогрева материала при начале испарения влаги за счет скрытой теплоты парообразования. Второй излом температурной кривой свидетельствует о окончании испарения влаги в данном объеме материала, после чего темп нагрева вновь резко возрастает. Таким образом, по характеру температурных кривых по сечению конструкции, испытывающей воздействие пожара, можно судить о положении зоны испарения влаги внутри нее.

При испарении влаги в зоне испарения возникает избыточное давление паровоздушной среды и в структуре материала формируется качественно новый по сравнению с обычными условиями процесс фильтрационного переноса влаги.

Возникшие фильтрационные потоки пара двигаются из зоны испарения как к обогреваемой, так и не обогреваемой поверхности конструкции. Влага,двигающаяся к обогреваемой поверхности конструкции, удаляется из нее в виде перегретого пара. Влага, фильтрующаяся к ее необогреваемой поверхности, накапливается внутри конструкции, образуя зону повышенного влагосодержания (см.рис.1.6). Влагосодержание материала в этой зоне может превышать начальное 50-70%.

По мере прогрева материала, границы h_1 и h_2 (см.рис.1.6) зона испарения и повышенного влагосодержания h_2 , h_3 смещаются вглубь конструкции и в некоторый момент времени у ее прогреваемой поверхности образуется “сухая” зона материала, в которой вся жидкая влага уже испарилась.

Границы всех зон по мере прогрева конструкции смещаются к необогреваемой поверхности и может наступить момент (см.рис.1.6.б), когда граница зоны повышенного влагосодержания h_3 достигнет необогреваемой поверхности конструкции h и будет наблюдаться прямое выделение влаги на этой поверхности конструкции. Это явление часто наблюдается при огневых испытаниях конструкций на огнестойкость.

При воздействии пожара на металлические конструкции, защищенные капиллярно-пористыми облицовками, у необогреваемой поверхности облицовки находится влагонепроницаемый слой металла. В этом случае удаление влаги, содержащейся в структуре облицовки, возможно только в сторону обогреваемой поверхности. Ввиду того, что на испарение влаги, содержащейся в облицовке, требуется затратить значительное количество тепла, а также то, что поток пара, двигаясь против потока тепла,

возникает дополнительный эффект торможения прогрева защищаемой металлической конструкции в условиях пожара. Этот эффект может быть использован при решении различных задач огнестойкости конструкций [1.11].

В целом необходимо отметить, что влияние влагосодержания материала конструкции на ее огнестойкость имеет сложный и неоднозначный характер. С одной стороны, это – эффект замедления прогрева необогреваемой поверхности увлажненной конструкции в условиях пожара и в данном случае наличие влаги в структуре материала играет положительную роль. С другой стороны, наличие влаги внутри тела создает более тяжелые условия работы материала в зонах прилегающих к обогреваемым поверхностям конструкции. Это происходит за счет увеличения градиентов температуры, развития поля избыточных давлений, фильтрационных потоков и резких перепадов влагосодержания по сечению тела. Следствием такой концентрации неблагоприятных факторов в зонах прилегающих к обогреваемым поверхностям конструкций является резкое увеличение скорости накопления повреждений в структуре материала, часто имеющему взрывообразный характер. Особенно опасными эти явления могут стать в связи с современной тенденцией в строительстве – применения тонкостенных конструкций.

Поэтому понимание физической природы процессов переноса тепла и влаги в строительных конструкциях при пожаре является необходимым условием для правильного выбора того или иного метода оценки и регулирования огнестойкости объекта.

1.3. Особенности разрушения и деформирования материалов конструкций зданий при пожаре

1.3.1. Характер разрушения и деформирования материалов конструкций при пожаре

В процессе нормальной эксплуатации, несущие конструкции зданий и сооружений находятся под действием рабочих нагрузок. В условиях пожара в помещении наблюдается комбинированное воздействие на эти конструкции рабочих нагрузок, высокотемпературного и влажностного факторов.

Для исследования механизма разрушения строительных материалов в этих условиях были разработаны [1.12] специальные методы диагностики, позволяющие по отношению изменению выбранных диагностических параметров (скорость ультразвука, фильтрационные характеристики и др.) производить оценку степени разрушения материалов конструкций при пожаре.

В процессе такого рода испытаний образцы материалов, имеющие различную начальную влажность, нагружались различными по величине механическими нагрузками и нагревались по различным режимам. В заданные моменты времени комбинированного температурно-влажностно-силового воздействия определялись значения степени разрушения материалов как функции времени заданных воздействий.

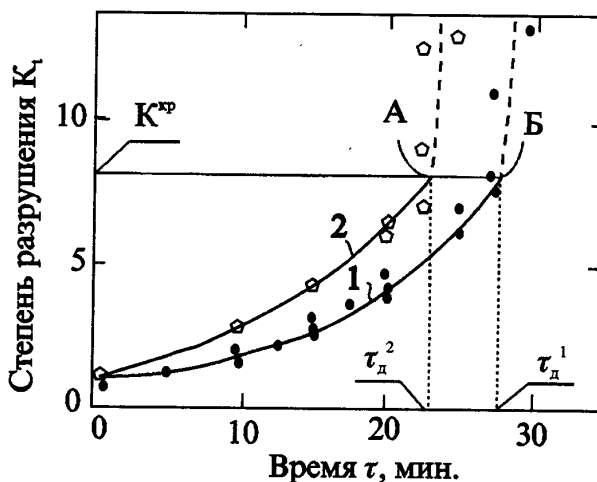


Рис.1.8. Характер изменения степени разрушения асбоцемента в зависимости от времени высокотемпературного воздействия τ и влагосодержания материала U_n
 1- $U_n=0$ кг/кг; 2-0,055 кг/кг.

На рис.1.8 приведены, полученные с помощью фильтрационной диагностики, типичные кривые изменения степени разрушения асбоцемента в зависимости от времени высокотемпературного воздействия. Аналогичные данные были получены для бетонов и других материалов капиллярно-пористого строения [1.13].

воздействия. Аналогичные данные были получены для бетонов и других материалов капиллярно-пористого строения [1.13].

Полученные результаты свидетельствуют о том, что разрушение строительных материалов в условиях пожара не является мгновенным актом, а начинает проявляться до возникновения видимых трещин в виде образования разного рода микрповреждений и некоторого “разрыхления” структуры материала. Образование и развитие процессов накопления такого рода, необратимых повреждений структуры испытываемых материалов свидетельствует о кинетическом характере развития процесса их разрушения (см. разд. 3.4.2).

Развитие кинетических процессов накопления повреждений в структуре материалов конструкций при воздействии пожара предшествует наступлению предельного состояния в виде разделения тела на части. На кривых изменения степени разрушения материалов в зависимости от времени высокотемпературного воздействия наступления предельного состояния тела характеризовалось появлением характерных изломов (см. рис. 1.8. т. А и Б).

Наличие влаги в структуре материала интенсифицирует развитие процесса разрушения, который проходит с большой скоростью (см. кривые 1 и 2 на рис. 1.8).

С увеличением уровня механической нагрузки на образцы материалов развитие процесса разрушения в условиях высокотемпературного воздействия протекает более интенсивно по сравнению с образцами, которые подвергались нагреву в ненагруженном состоянии. Установлено также, что влажностный фактор при наличии силового и высокотемпературного воздействия резко увеличивает скорость накопления повреждений в структуре испытываемого материала. Таким образом, теплового воздействия на нагруженные влажные строительные материалы более разрушительно, чем аналогичное воздействие на нагруженные сухие материалы (см. рис. 1.9).

При изучении прочности и деформативности материалов строительных конструкций при пожаре образцы нагружались сжимающей и растягивающей механической нагрузкой и нагревались по различным режимам [1.13]. Во время испытания производилось измерение температуры образцов, их деформаций, а также температуры и времени наступления предельного состояния. По результатам такого рода испытаний строились кривые

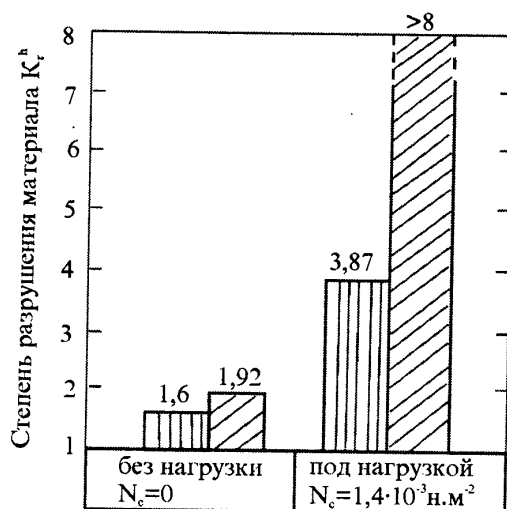


Рис.1.9. Сравнительная диаграмма изменения степени разрушения $K(h, \tau)$ поверхностного слоя h бетонной плиты на момент времени $\tau=15$ мин. Воздействия пожара в зависимости от уровня начального влагосодержания U_n в бетоне и наличия сжимающей нагрузки.

мени, температуры и уровня механического нагружения, которое характеризовалось с помощью коэффициентов γ_s или γ_b :

$$\gamma_s = \frac{\sigma_s}{R_s}; \quad \text{и} \quad \gamma_b = \frac{\sigma_b}{R_b} \quad (1.3)$$

где: σ_s ; σ_b - соответственно напряжения в сечении образца арматуры или бетона от механической нагрузки, МПа; R_s ; R_b - соответственно начальные сопротивления образцов арматуры или бетона, МПа.

Общий характер изменения полных деформаций стали и бетона приведен на рис.1.10. Представленные на рис.1.10.6 кривые свидетельствуют о том, что до температур 300-400°C деформации стали и бетона увеличиваются примерно с постоянной скоростью в основном за счет температурного расширения. При более высоких температурах начинает проявляться явление ползучести материалов, и скорость изменения полной деформации начинает резко возрастать.

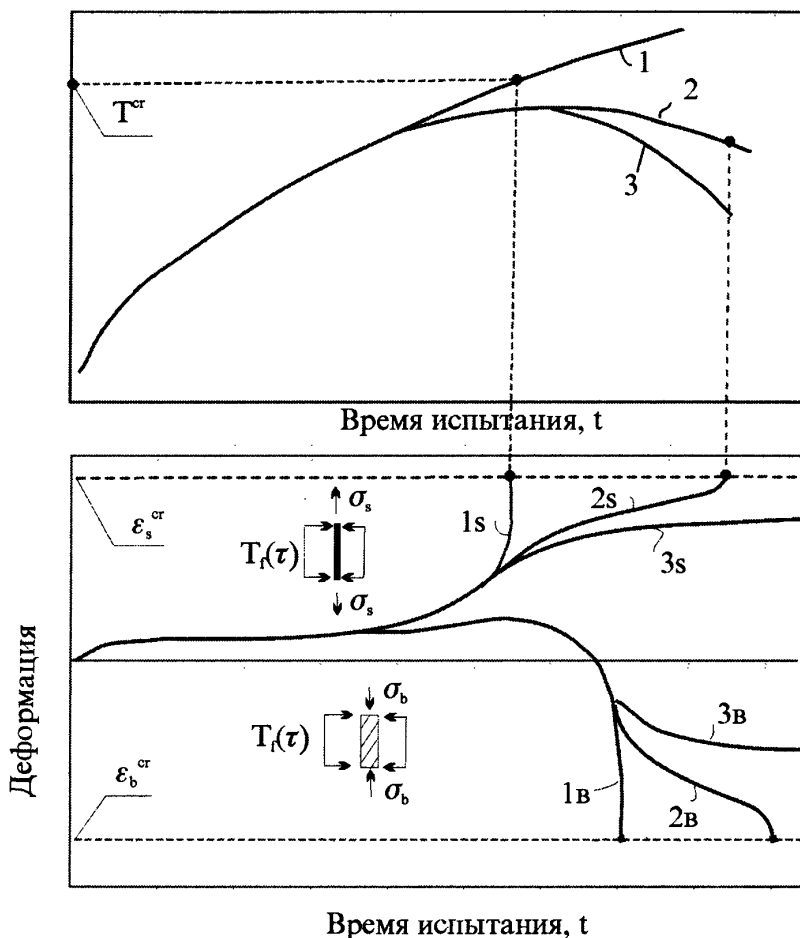


Рис.1.10.Общий характер влияния различных режимов пожара(а) на деформации (б) образцов стали и бетона при заданном уровне напряжений σ_s или σ_b от механического нагружки.

1-режим нагрева по режиму типа “стандартного” пожара; 2 и 3 -режимы нагрева типа реального пожара с различной скоростью охлаждения в фазе затухания.

1s, 2s, 3s - кривые полной деформации стали в зависимости от режима пожара, соответственно 1,2,3; 1b,2b,3b -кривые полной деформации бетона в зависимости от режима пожара, соответственно 1,2,3.

зучести материалов, и скорость изменения полной деформации начинает резко возрастать.

При режиме нагрева, характеризуемым монотонным возрастанием температуры образца (режим “стандартного” пожара), кривая полных деформаций как сталей так и бетонов при $T > 450^{\circ}\text{C}$ быстро приближается к вертикали и наступает потеря целостности образца.

В условиях нагрева типа реального пожара (по кривым 2 и 3 рис.1.10а), характеризуемого стадией разогрева и стадией охлаждения, деформации образцов имеют более сложный характер. В результате такого рода воздействия образцы материалов могут в одном случае достигать предельного состояния (кривые 2s и 2v рис.1.10б) или не достигать потери целостности (кривые 3s и 3v рис.1.10б), т.е. сохранять определенную долю прочности и долговечности.

В целом, проведенные исследования поведения материалов в условиях пожара показали, что отличие процессов разрушения этих материалов от аналогичных процессов в обычных условиях эксплуатации заключается в гораздо более высоких значениях скоростей накопления повреждений и деформаций, что приводит к более быстрому достижению критического уровня этих показателей и, соответственно, резкому уменьшению долговечности материала в условиях пожара по сравнению с обычными условиями эксплуатации.

1.3.2. Влажностный фактор и его влияние на процессы разрушения материалов конструкций при пожаре

Одной из особенностей, оказывающей существенной влияние на развитие процесса разрушения материалов конструкций при пожаре, является наличие, наряду с высокотемпературным и силовым воздействиями, влажностного фактора. Как уже было отмечено выше (см.разд.1.2.2), влажностный фактор в комплексе с силовым и высокотемпературным воздействием пожара, является причиной резкого увеличения скорости деформаций и накопления повреждений в зонах материала, прилегающих к обогреваемым поверхностям конструкций.

На рис.1.11 представлены эпюры распределения степени разрушения бетона по сечению плиты в зависимости от его начального влагосодержания.

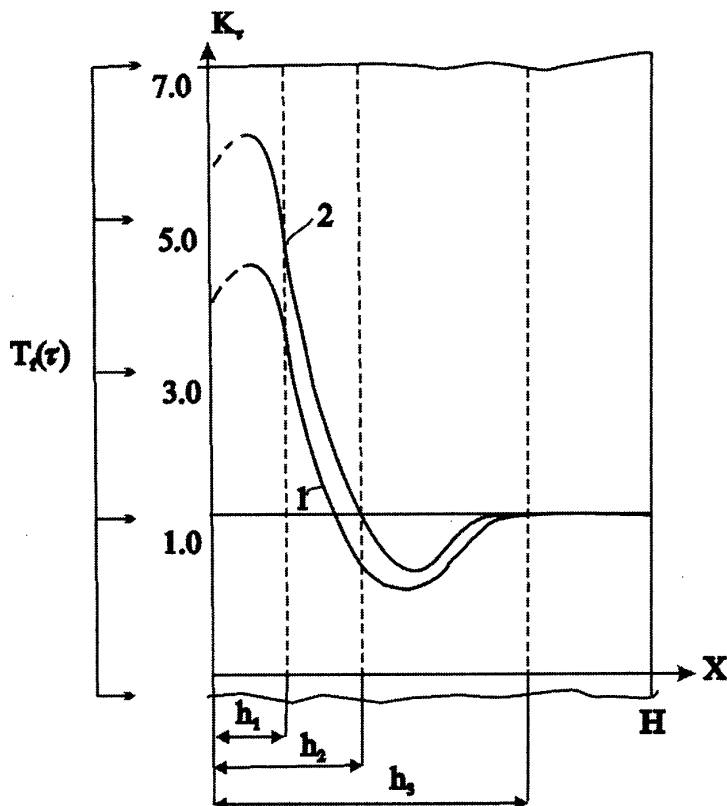


Рис.1.11. Эпюры распределения степени разрушения K_t бетона по сечению плиты в зависимости от уровня его начального влагосодержания U_n на момент времени $\tau=15$ мин. Воздействия пожара 1- $U_n=0$ кг/кг; 2-0,025 кг/кг

тепло- и влагопереноса в бетонном теле в аналогичных условиях (см.рис.1.6), показывает, что зональный характер развития процессов разрушения в структуре бетонов, подвергаемых воздействию пожара, соответствует и определяется зональным характером процессов тепло- и влагопереноса, протекающих в бетоне в рассматриваемых условиях.

В результате, внутри бетонного тела в условиях пожара максимальная концентрация микрповреждений имеет место в зоне материала, прилегающей к обогреваемым поверхностям

В результате, внутри бетонного тела в условиях пожара максимальная концентрация микроповреждений имеет место в зоне материала, прилегающей к обогреваемым поверхностям конструкции. Когда концентрация микроповреждений в материале достигает определенного уровня, образующиеся микротрещины начинают сливаться и образуются благоприятные условия для образования и развития макроскопической магистральной трещины.

Образование магистральной трещины является следствием лавинообразного роста числа повреждений структуры на последнем этапе развития процесса разрушения и происходит при достижении некоторой критической плотности этих повреждений. Магистральная трещина после своего возникновения с большой скоростью распространяется через весь образец, разделяя его на части.

Вследствие большой скорости протекания этапа роста магистральной трещины, его вкладом в величину огнестойкости конструкции можно пренебречь. В связи с этим, одним из предельных состояний конструкции в условиях пожара можно считать достижение предельной величины степени разрушения материала этой конструкции.

Изложенные представления об общих закономерностях развития процессов разрушения в интенсивно прогреваемых строительных материалах и конструкциях позволяют установить непосредственную связь напряженного состояния конструкции с их температурно-влажностным режимом и могут служить основой для развития методов и средств оценки стойкости материалов и конструкций к комплексным температурно-влажностно-силовым воздействиям [1.12].

1.3.3. Явление взрывообразного разрушения материалов конструкций при пожаре

В условиях пожара, испытаний конструкций на огнестойкость, сушке или первом разогреве тепловых агрегатов в ряде случаев наблюдается явление внезапной, взрывообразной потери целостности (ВПЦ) материалов прогреваемых конструкций, сопровождаемое резкими звуковыми эффектами, хлопками, треском, разлетом осколков [1.12].

В условиях пожара такого рода разрушение конструкций может начаться на 5-10 минуте теплового воздействия, что приводит к быстрому уменьшению ее сечения и несущей способности. Поэтому возникновение и развитие этого явления в условиях пожара крайне нежелательно и требует разработки специальных мер диагностики и профилактики.

Изучение взрывообразной потери целостности элементами строительных конструкций в условиях воздействия пожара позволило [1.10, 1.12-1.13] выделить основные признаки, определяющие возникновение и протекание этого явления:

- капиллярно-пористая структура материала конструкции;
- определенный, “критический”, уровень скорости нарастания температуры нагрева материала;
- определенный, “критический”, уровень начального влагосодержания материала конструкции;
- послыйный, периодический характер возникновения актов взрывообразной потери целостности материала конструкции со стороны ее обогреваемых поверхностей, сопровождаемый разлетом осколков и звуковыми эффектами.

На рис.1.12а показано типичное распределение температуры T , давления P , влагосодержания U по сечению плиты из плотного бетона на момент времени одностороннего высокотемпературного воздействия пожара обычно соответствующего началу явления взрывообразной потери целостности ($\tau_f = 10-15$ мин).

Существенная нестационарность процессов тепло- и влагопереноса приводит внутри прогреваемой при пожаре конструкции к возникновению высоких градиентов температур, давлений, влагосодержаний в зоне материала, примыкающей к обогреваемым поверхностям конструкции (см.рис.1.12а).

Под действием этих факторов процесс накопления повреждений, в структуре бетона наиболее интенсивно будет происходить в этой же ограниченной зоне материала, примыкающей к обогреваемой поверхности конструкции. В этой зоне материал подвергается воздействию наибольшего числа стимуляторов разрушения, при наибольшей их интенсивности. По этой причине в этой зоне материала будет отмечаться наибольшая скорость накопления повреждений материала, их наибольшая концентрация. Границами зоны наибольшего повреждения структуры бе-

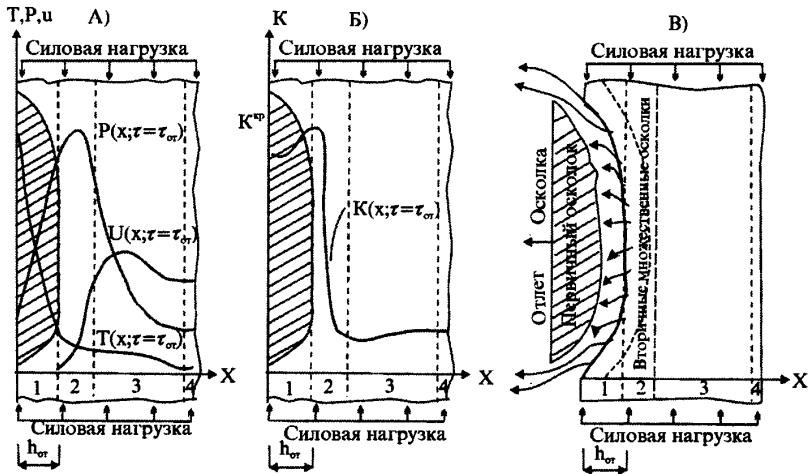


Рис.1.12.Общая картина процессов, приводящих к взрывообразной потере целостности бетонных и подобных конструкций в условиях пожара

А - характер распределения температуры T , давления P , влагосодержания U по сечению объекта в момент времени возникновения единичного акта взрывообразной потери целостности (ВПЦ);

Б - характер распределения степени разрушения бетона в момент акта ВПЦ;

В - протекание единичного акта ВПЦ.

1-сухая зона материала; 2-зона испарения влаги; 3-зона повышенного влагосодержания; 4-зона начального влагосодержания.

При достижении степени разрушения структуры материала критического уровня возникает первичная трещина, параллельная сжимающему усилию от механической нагрузки. В процессе развития этой первичной трещины возникает магистральная трещина, стремящаяся к обогреваемой поверхности конструк-

ная сжимающему усилию от механической нагрузки. В процессе развития этой первичной трещины возникает магистральная трещина, стремящаяся к обогреваемой поверхности конструкции и образующая осколок материала линзообразной формы (см. рис. 1.12в).

Периодический, циклический характер актов взрывообразной потери целостности материала при пожаре является следствием циклического характера накопления повреждений до критического уровня в слоях материала, прилегающих к обогреваемой кромке изделия, положение которой после каждого акта потери целостности меняется скачкообразно на толщину предыдущего откола.

Изучение механизма явления взрывообразной потери целостности материалов строительных конструкций позволило разработать ряд методов и средств оценки стойкости к взрывообразной потере целостности материалов в условиях пожара [1.12]. Оценка стойкости производится путем определения фактических значений показателя стойкости к ВПЦ, сравнения этих значений с допустимыми для данного класса изучаемых объектов.

1.3.4. Общность физических процессов утраты эксплуатационных качеств материалами конструкций в обычных условиях и условиях пожара

Существо проблемы огнестойкости заключается в быстрой утрате строительными материалами и конструкциями необходимых эксплуатационных качеств при воздействии пожара.

Исследования механизма разрушения материалов и конструкций в условиях различных воздействий свидетельствует о том, что существует определенная общность в характере развития этих процессов, независимо от вида и характера воздействий.

На рис. 1.13 представлена общая схема, иллюстрирующая развитие процесса утраты эксплуатационных качеств материалами строительных конструкций в обычных и чрезвычайных условиях пожара. На данной схеме, для наглядности, процессы упрочнения или восстановления эксплуатационных качеств объектами за счет восстановительных ремонтов не рассматриваются.

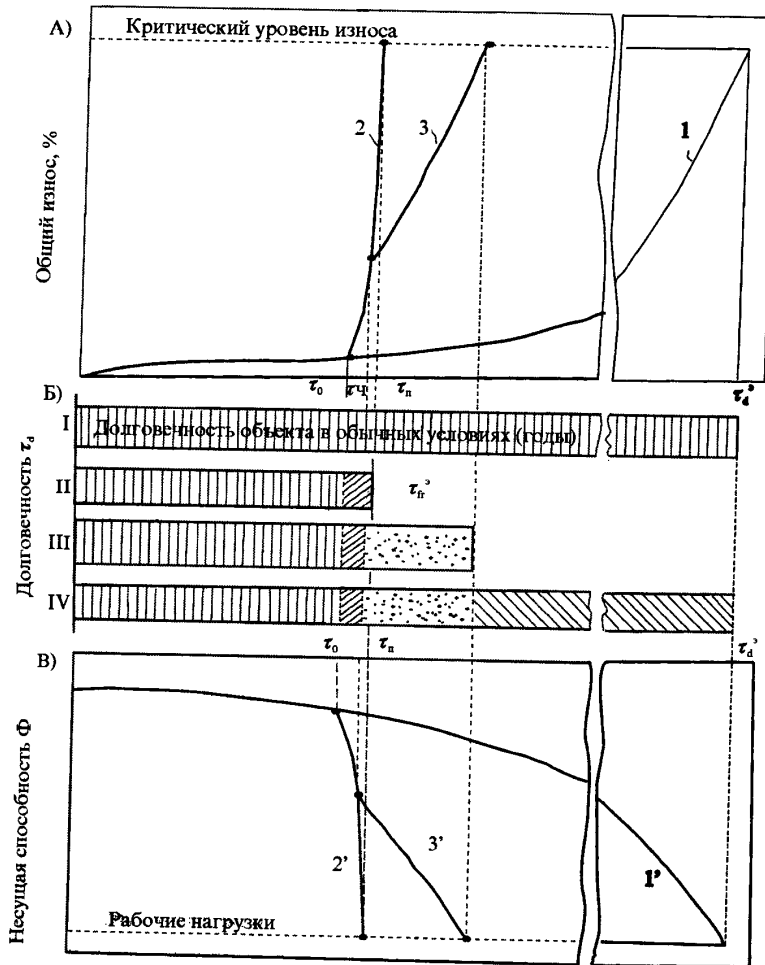


Рис.1.13.Общая схема изменения основных эксплуатационных качеств строительных материалов и конструкций в обычных и аварийных (пожар) условиях эксплуатации

А-износ: 1-обычные условия; 2-полная и 4-частичная утрата возможности эксплуатации;

Б-долговечность: 1-в обычных условиях; 2-4 -при пожаре;

В-утрата прочности: 1-в обычных условиях; 2,4 - при пожаре.

Период нормальной эксплуатации зданий и сооружений в обычных условиях характеризуется весьма медленным износом материалов конструкций (кривая 1 рис.1.13а) или медленной утратой их несущей способности (кривая 1' рис.1.13в) в течение многих лет до истечения их долговечности τ_d' (см. диаграмму рис.1.13б). В этих условиях в структуре материалов строительных конструкций непрерывно протекают медленные деформационные и деструктивные процессы под воздействием эксплуатационных нагрузок, агрессивных сред и т.п. Структура материалов конструкций претерпевает необратимые изменения в виде разного рода повреждений (деформаций, микроразрывов, ...). Постепенно утрачиваются исходные физико-механические, теплофизические свойства материалов и, наконец, в момент времени τ_d' (см. рис.1.13а и в) ресурс долговечности конструкции для обычных условий эксплуатации τ_d' исчерпывается в результате полного износа или утраты несущей способности.

Высокотемпературное воздействие пожара на конструкции зданий и сооружений может возникнуть в любой момент времени их эксплуатации τ_0 (см. рис.1.13а и 1.13в), а также диаграмму II рис.1.13б. В этих экстремальных условиях материалы строительных конструкций в течение всего нескольких минут или часов достигают полного износа (кривая 2 рис.1.13а) или теряют несущую способность до критического уровня (кривая 2' рис.1.13в) и, тем самым, за короткий период времени от τ_0 до τ_n полностью исчерпывают оставшийся ресурс долговечности (диаграмма II рис.1.13б).

Отрезок времени от начала воздействия пожара τ_0 до полной утраты объектом своей несущей ограждающей или теплоизолирующей способности - τ_n и является огнестойкостью конструкции $\tau_{f,r}$ или иначе ее долговечностью в условиях пожара:

$$\tau_{f,r} = \tau_n - \tau_0 \quad (1.3)$$

Причиной столь быстрого развития процесса износа (утраты прочности) материалов конструкций в условиях пожара является то, что происходит резкое увеличение интенсивности воздействия разрушающих факторов, имеющих место в обычных условиях эксплуатации, таких как температура в сочетании механической нагрузкой, так и за счет новых разрушающих факторов, возникающих в условиях пожара, таких как интенсивные

фазовые превращения влаги и образование полей избыточных давлений в структуре прогреваемых материалов. Это приводит к резкому увеличению скорости накопления повреждений в их структуре в виде образования и развития микроразрывов, микротрещин, увеличению скорости деформаций. На заключительной стадии развития процесса разрушения, в момент времени $\tau_{\text{п}}$, накопление повреждений и деформаций достигает предельного, критического уровня, что приводит к наступлению предельного состояния конструкций - истощению их ресурса огнестойкости.

Если огнестойкость конструкции при воздействии пожара не будет полностью исчерпана, то дальнейшее функционирование конструкции окажется возможным за счет расходования оставшегося ресурса долговечности $\tau_d^{\text{ост}}$ (см. диаграмму III рис.1.13б). В этом случае общая долговечность конструкции значительно снижается (кривые 3 и 3' рис.1.13а и 1.13в). Компенсацией износа и утраты определенной доли прочности конструкции может служить ее восстановительный ремонт, повышающий уровень эксплуатационных качеств конструкции до необходимого уровня (см. диаграмму IV рис.1.13б). Этот случай имеет большое практическое значение в связи с проблемой оценки возможности эксплуатации конструкций после пожара, объема и вида восстановительных мероприятий.

Таким образом, закономерности, характеризующие процессы утраты эксплуатационных качеств строительными конструкциями в условиях пожара могут служить основой для построения общих физических моделей, критериев, расчетных схем различных задач огнестойкости, а также выбирать определяющие параметры и характеристики материалов и конструкций, контроль и изменение которых может явиться средством оценки состояния и поведения объекта в рассматриваемых условиях.

Литература к разделу 1

- 1.1. Федеральный закон: "О пожарной безопасности". (принят Государственной Думой РФ 18.11.1994 г.)
- 1.2. ГОСТ 12.1.004-85. ССБТ. Пожарная безопасность. Общие требования.
- 1.3. СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений.
- 1.4. Ройтман М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве. – М.: Стройиздат, 1985. – 390 с., ил.
- 1.5. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий: Учебное пособие в 3-х книгах /В.А. Котляревский, К.Е. Кочетков, А.В. Забагаев и др. – М.: Издательство АСВ, 1995.-320 стр., с ил. (кн.1).
- 1.6. Астапенко В.М., Кошмаров Ю.А., Молчадский И.С., Шевляков А.Н. Термогазодинамика пожаров в помещениях. – М.: Стройиздат, 198.-448 с., ил.
- 1.7. An Introduction to Fire Dynamics / D.Drysdale. – John Wiley and Sons, Chichester, 1985.
- 1.8. Климушин Н.Г. Пожарная безопасность зданий из легких металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1990.-112 с., ил.
- 1.9. Жуков В.В., Шустова Е.Н. О результатах обследования состояния несущих железобетонных конструкций здания швейной фабрики после пожара. – В кн.: Обеспечение огнестойкости зданий и сооружений при применении новых строительных материалов и конструкций. – М.: МДНТП, 1988, с.142-147.
- 1.10. Ройтман В.М. Исследование механизма тепло- и влагопереноса в интенсивно прогреваемых капиллярно-пористых телах. – В кн.: Теплогазоснабжение и вентиляция: Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева, №144, 1977, с.94-104.
- 1.11. Ройтман В.М., Бережной А.Г., Яковлев А.И. Исследование влияния влагосодержания огнезащитных материалов металлических конструкций на их прогрев в условиях пожара. – В кн.: Огнестойкость строительных конструкций: Сб.тр.ВНИИПО № 6. – М.: ВНИИПО, 1978, с.75-81.
- 1.12. Roitman V.M. Fire Testing of Building Materials in View of the Moisture Factor. – First European Symposium on Fire Safety Science (Abstracts). – Zurich, ETH. 1995, p.p.135-136.
- 1.13. Ройтман В.М., Демеин В.Н. Фильтрационная диагностика поврежденности материалов строительных конструкций при воздействии пожара и взрыва. – В кн.: Современные физические методы и технические средства контроля качества строительных материалов и конструкций. – М.: Знание, 1983, с.116-121.
- 1.14. Яковлев А.И., Ройтман В.М. Огнестойкость строительных конструкций: Учебн. пособие. – М.: МИСИ, 1979. - 114 с., ил.

РАЗДЕЛ 2.

**ОГНЕСТОЙКОСТЬ -БАЗОВЫЙ ЭЛЕМЕНТ
СИСТЕМЫ ПРОТИВОПОЖАРНОЙ ЗАЩИТЫ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**



Содержание раздела 2

2.1. Пожарная безопасность зданий и общее условие ее обеспечения

2.1.1. Основные положения

2.1.2. Система противопожарной защиты зданий

2.1.3. Огнестойкость - базовый элемент системы противопожарной защиты зданий

2.2. Общие понятия об огнестойкости конструкций и зданий

2.2.1. Понятие об огнестойкости конструкций

2.2.2. Методы и средства для определения огнестойкости различных объектов

2.2.3. Огнестойкость различных конструкций и подходы к ее регулированию

2.2.4. Огнестойкость зданий и общий подход к ее оценке

Литература к разделу 2

2.1. Пожарная безопасность зданий и общее условие ее обеспечения

2.1.1. Основные положения

Все здания и сооружения представляют собой объекты, которые имеют ту или иную степень пожарной опасности. Это значит, что здания и сооружения в подавляющем своем большинстве содержат горючие вещества в количествах, достаточных для нанесения ущерба, окислитель (кислород воздуха) и возможные источники зажигания, т.е. совокупность условий, способствующих возникновению пожара и определяющих его возможные масштабы и последствия.

Основной проблемой пожарной безопасности зданий является приведение изначально пожароопасных объектов в такое состояние, при котором исключается возможность пожара на объекте, а в случае возникновения пожара обеспечивается защита людей и материальных ценностей от опасных факторов пожара.

Пожарная безопасность объекта и его составных частей должна обеспечиваться на всех этапах их существования, как при строительстве, эксплуатации, так и в случаях реконструкции, ремонта или аварийной ситуации [2.1-2.3].

Согласно [2.2] пожарная безопасность объекта обеспечивается:

- системой предотвращения пожара;
- системой противопожарной защиты;
- организационно-техническими мероприятиями.

С учетом этого положения, общее условие обеспечения пожарной безопасности объекта можно сформулировать следующим образом: пожарная безопасность объекта будет обеспечена, если фактическая сумма мер по обеспечению пожарной безопасности объекта ΣM^{Φ} будет соответствовать (равняться или превышать сумму) этих мер ($\Sigma M^{(p)}$), требуемую специальными нормами и правилами, утвержденными в установленном порядке, т.е.:

$$\Sigma M^{\Phi} \geq \Sigma M^{(p)} \quad (2.1)$$

$$\Sigma M = \Sigma M_{орг} + \Sigma M_{защ} + \Sigma M_{орг.техн.} \quad (2.2)$$

где: $\Sigma M_{прл} + \Sigma M_{защ.л} + \Sigma M_{орг.техн.}$ - соответственно сумма мер по предотвращению пожара, защите от пожара, организационно-техническим мероприятиям.

С учетом условия (2.1) и (2.2), общая блок-схема решения инженерных задач по обеспечению пожарной безопасности объектов будет иметь вид, представленный на рис.2.1.

Основные требования к системе предотвращения пожара и организационно-техническим мероприятиям по обеспечению пожарной безопасности изложены в [2.2].

Так как, основной объем инженерных решений по обеспечению пожарной безопасности строительных объектов, осуществляемых на стадии проектирования, относится к разработке системы мер по противопожарной защите помещений, зданий и других строительных сооружений, то ниже (разд.2.1.2) будет рассмотрен вопрос о том, из каких основных элементов состоит система противопожарной защиты зданий.

2.1.2. Система противопожарной защиты зданий

Элементы системы противопожарной защиты зданий, по способу реализации своих защитных функций при возникновении пожара, делятся на две группы:

1. Элементы пассивной защиты помещений и зданий от пожара, реализующие свои защитные функции “пассивно”, не воздействуя непосредственно на очаг пожара.

2. Элементы активной защиты помещений и зданий от пожара, реализующие свои защитные функции “активно”, путем прямого воздействия на очаг пожара или подачи сигнала о его возникновении.

Пассивная защита помещений и зданий включает следующие основные элементы [2.2]:

- применение основных строительных конструкций с регламентируемыми пределами огнестойкости, обеспечивающими сопротивление конструкций воздействию пожара в течение времени, необходимого для обеспечения безопасности людей и тушения пожара;

- регламентация огнестойкости здания в целом;

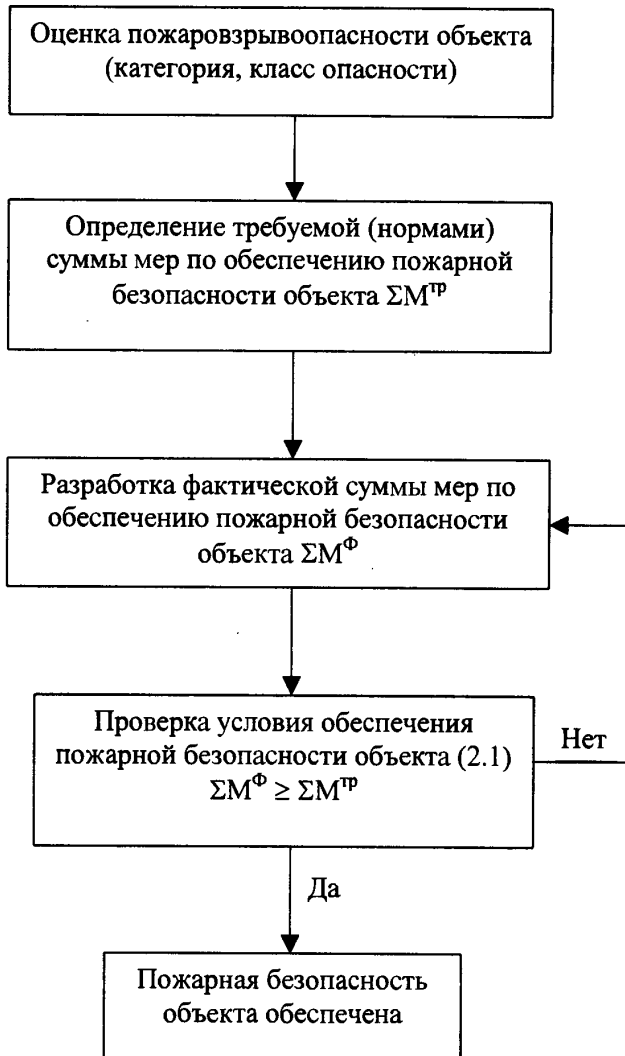


Рис.2.1.Общая блок-схема решения инженерных задач по обеспечению пожарной безопасности зданий и сооружений

- применение противопожарных преград, обеспечивающих ограничение распространения пожара из одной части здания в другую;

- организация своевременной эвакуации людей из помещений и зданий до наступления предельно допустимых значений опасных факторов пожара, путем установления требуемого количества, размеров и соответствующего конструктивного исполнения эвакуационных путей, выходов;

- применение систем противодымной защиты обеспечивающих незадымление, снижение температуры и удаление продуктов горения на путях эвакуации в течение времени, достаточно для эвакуации людей;

- обеспечение необходимых противопожарных разрывов между зданиями и сооружениями для ограничения распространения пожара от одного здания к другому, возможности использования противопожарной техники и доступа в любое помещение, с ее помощью;

- применение технических решений по взрывозащите зданий, имеющих взрывоопасные помещения, назначение которых состоит в снижении избыточного давления, при возможном взрыве в помещении до величин безопасных для основных несущих конструкций здания.

Активная защита помещений и зданий включает следующие элементы:

- применение автоматических установок пожарной сигнализации;

- применение средств пожаротушения, в том числе автоматического действия.

2.1.3. Огнестойкость - базовый элемент системы противопожарной защиты зданий

Огнестойкость зданий, являясь элементом системы противопожарной защиты зданий, помимо своей прямой функции обеспечения требуемого сопротивления здания воздействию пожара, является также базовым элементом всей системы противопожарной защиты зданий, т.к. является определяющим параметром, для выбора остальных элементов защиты [2.4-2.9].

В строительных нормах и правилах огнестойкость используется в качестве основного показателя при проектировании та-

кого элемента защиты как противопожарные преграды. Для различных видов противопожарных преград, таких как противопожарные стены, перегородки, перекрытия, тамбур-шлюзы, противопожарные двери, ворота, люки, клапаны, занавесы и др., в качестве регламентируемой характеристики используется характеристика их "предела огнестойкости".

Степень огнестойкости здания является исходной характеристикой при проектировании эвакуации людей и противоподымной защиты, разработке противопожарных разрывов между зданиями, проектировании инженерных систем здания, систем пожарной сигнализации, средств пожаротушения и т.д.

2.2. Общие понятия об огнестойкости конструкций и зданий

2.2.1. Понятие об огнестойкости конструкций

Различные строительные материалы, элементы конструкций, здания в целом по разному ведут себя в условиях воздействия пожара. В связи с этим, при разработке системы мер по противопожарной защите помещений и зданий, возникла необходимость в специальном показателе, с помощью которого можно было бы сравнивать способность объектов сопротивляться воздействию пожара.

В качестве такого показателя было принято [2.4] понятие об огнестойкости объектов.

Огнестойкость является международной пожарно-технической характеристикой, регламентируемой строительными нормами и правилами, и характеризует способность конструкций и зданий сопротивляться воздействию пожара.

Количественной характеристикой огнестойкости является "предел огнестойкости".

Предел огнестойкости - это промежуток времени (в часах или минутах) от начала огневого испытания конструкции при стандартном температурном режиме до наступления одного или последовательно нескольких, нормируемых для данной конструкции, признаков предельных состояний:

1) Потеря несущей способности - обрушение или недопустимый прогиб (обозначение - "R").

2) Потеря целостности - образование в конструкциях или стыках сквозных трещин или сквозных отверстий (обозначение в нормах - "Е").

3) Потеря теплоизолирующей способности - повышение температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем больше чем на 160°C или в любой точке этой поверхности, более чем до 190°C по сравнению с температурой конструкции до нагрева или более чем до 220°C независимо от температуры конструкции до нагрева ("Г").

Предел огнестойкости строительных конструкций устанавливается [2.4] по времени (в минутах) наступления одного или последовательно нескольких нормируемых для данной конструкции признаков предельных состояний:

Потери несущей способности (R);

Потери целостности (Е);

Потери теплоизолирующей способности (I).

Обозначения пределов огнестойкости приняты в соответствии с рекомендациями Комитета европейского нормирования.

С учетом этих обозначений значение предела огнестойкости конкретной конструкции включает в себя условное обозначение предельного состояния и цифру, соответствующую периоду времени (в мин.) достижения того или иного предельного состояния.

Например: В строительных нормах и правилах указывается, что предел огнестойкости конструкции равен R120. Это значит, что конструкция должна иметь предел огнестойкости не менее 120 мин. по признаку "R" - потеря несущей способности.

Или предел огнестойкости конструкции равен -REI 30. Это значит, что предел огнестойкости конструкции равен 30 минутам, независимо от того, какое из трех предельных состояний (R, E или I) наступило первым.

2.2.2. Методы и средства для определения огнестойкости различных объектов

В настоящее время во всех развитых странах имеются специальные институты, лаборатории, полигоны, где проводится широкий круг исследований огнестойкости.

Экспериментальные методы и средства оценки огнестойкости включают в себя [2.11]: натурные наблюдения пожаров, огне-

вые испытания фрагментов зданий, огневые стандартные и нестандартные испытания элементов конструкций в натуральную величину, огневые испытания модельных конструкций.

Значения фактических пределов огнестойкости конструкций $\tau_{f,r}^{\phi}$ определяются в настоящее время двумя основными способами: экспериментальным и расчетным.

Экспериментальным способом огнестойкость строительных конструкций определяется на основании испытания образцов конструкций в специальных огневых установках и характеризуется для данной конструкции пределом огнестойкости, определяемым временем (в часах или минутах) от начала теплового испытания конструкции до возникновения одного из предельных состояний конструкции по огнестойкости.

Сравнение поведения строительных конструкций при воздействии пожара возможно лишь тогда, когда они подвергаются воздействию одного и того же температурного режима пожара.

В то же время, исследования температурных режимов пожара в зданиях и сооружениях различного назначения, наблюдения реальных пожаров показывают, что эти режимы пожаров могут весьма существенно отличаться друг от друга (см. разд. 1.1).

В связи с этим, возникла необходимость в выборе некоторого характерного режима пожара, который можно было бы использовать для оценки сопротивления конструкций воздействию пожара.

На основании многолетнего опыта испытаний строительных конструкций на воздействие пожара, в 1959 году Международная организация по стандартизации (ИСО) разработала специальный стандарт № 834 на огневые испытания строительных конструкций.

Единый температурный режим, который был регламентирован этим стандартом ИСО для проведения огневых испытаний конструкций на воздействие пожара, получил название "стандартного" температурного режима пожара или температурного режима стандартного огневого испытания.

"Стандартный" температурный режим пожара представляется в виде следующей зависимости температуры среды от времени:

$$T_f^{\text{ст}}(\tau) = 345 \lg(8\tau + 1) + T_0 \quad (2.2)$$

где: τ —время стандартного огневого испытания, мин;

T_0 — начальная температура среды, °C

$T_0 \approx 20^\circ\text{C}$.

$T'_f(\tau)$ - температура в огневой камере установки для определения пределов огнестойкости конструкций в зависимости от времени τ стандартного испытания.

Кривая “стандартного” пожара (см.рис.2.3), в отличие от аналогичных кривых реальных пожаров (см.рис.1.5), не имеет ниспадающей ветви (стадии затухания), а представляет собой непрерывно возрастающую логарифмическую функцию времени.

Эта кривая является некоторой условной, усредненной зависимостью, используемой при стандартных огневых испытаниях различных объектов [2.11]. Наиболее близко температурный режим “стандартного” пожара отражает развитие пожара в помещениях жилых и общественных зданий (см.рис.1.5) при пожарной нагрузке примерно эквивалентной 50 кг/м² древесины.

Многочисленные испытания строительных конструкций на огнестойкость позволили выявить основные причины и характер разрушения при действии огня железобетонных, стальных, деревянных и др.конструкций, особенности их прогрева в этих условиях. Обобщение результатов огневых испытаний дало возможность создать каталог справочных данных, с помощью которого можно определять значения фактических пределов огнестойкости основных строительных конструкций (см.разд.9).

Однако организация и проведение натурных испытаний конструкций на огнестойкость требует значительных материальных затрат и времени. В ряде случаев это не позволяет достаточно быстро находить приемлемые решения в области оценки огнестойкости конструкций на стадии проектирования зданий и сооружений, затрудняет качественную оценку влияния различных факторов на поведение конструкций в условиях пожара [2.11].

Указанные обстоятельства привели к необходимости, наряду с натурными испытаниями, разрабатывать более оперативные и экономичные методы оценки огнестойкости. Особенно большое внимание в последние годы уделяется разработке методов и средств расчетной оценки огнестойкости строительных конструкций (см.разд. 3,5-8).

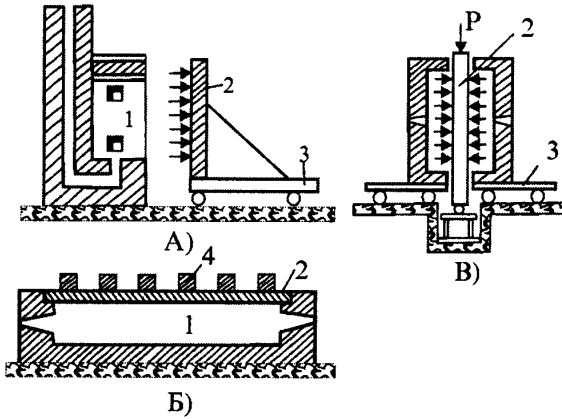


Рис.2.2.Схемы огневых установок для испытаний различных строительных конструкций на огнестойкость:
А)перегородок и стен; Б) перекрытий; В) колонн
1-огневая камера; 2- испытываемая конструкция; 3-платформа; 4- нагрузка.

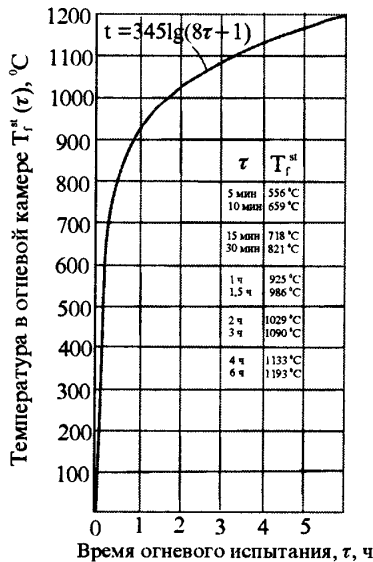


Рис.2.3.Стандартная кривая “температура - время” при испытаниях строительных конструкций на огнестойкость

2.2.3. Огнестойкость различных конструкций и подходы к ее регулированию

Металлические конструкции

Пределы огнестойкости большинства не защищенных металлических конструкций очень малы и находятся в пределах $R10 \div R15$.

Причина столь быстрого истощения незащищенными металлическими конструкциями способности сопротивляться воздействию пожара заключается в больших значениях теплопроводности (температуропроводности) металла. Это приводит к тому, что при пожаре температура незащищенных металлических конструкций быстро достигает критических температур прогрева металла, при которых наступает предельное состояние конструкции по "R"- потере несущей способности.

Значения критической температуры T_{cr} прогрева различных металлических конструкций при нормативной эксплуатационной нагрузке приведены в таблице.

Таблица 2.1

Материал конструкции	T_{cr} , °C
Сталь углеродистая Ст3, Ст5	470
Низколегированная сталь марки 25Г2С	550
Низколегированная сталь марки 30ХГ2С	500
Алюминиевые сплавы марок АМг-6, АВ-Т1	225
Алюминиевые сплавы марок Д1Т, Д16Т	250
Алюминиевые сплавы марки В92Т	165

Если возникает необходимость обеспечить огнестойкость металлических конструкций зданий выше, чем $R10 \div R15$, то применяют различные методы регулирования (повышения) огнестойкости этих конструкций.

К наиболее распространенным способам повышения огнестойкости металлических конструкций относятся:

1. Облицовка металлических конструкций несгораемыми материалами, имеющими высокие теплозащитные показатели. В качестве облицовок могут быть использованы бетонные плитки, керамические материалы, штукатурка и т.п. Например, слой штукатурки в 2,5 см повышает предел огнестойкости металлических конструкций до R 50. Облицовка в 0,5 кирпича повышает предел огнестойкости металлических конструкций до R 300.

2. Обмазка металлических конструкций специальными вспучивающимися при пожаре красками. Слой такой обмазки толщиной 2-3 мм при воздействии высоких температур вспучивается и на некоторое время создает на поверхности защищаемой металлической конструкции слой пористого материала, толщиной 25-35 мм. Этот способ позволяет увеличить огнестойкость металлических конструкций до величин $R45 \div R60$.

3. Наполнение полых конструкций водой постоянным или аварийным, естественной или принудительной циркуляцией. Этот способ повышения огнестойкости используется в основном для защиты уникальных зданий (например - Центр Помпиду, Париж, Франция). Вода имеет большие значения теплоемкости. Поэтому циркуляция воды внутри металлических конструкций при пожаре обеспечивает интенсивный теплообмен с поверхности металлических конструкций и значительное замедление их прогрева до критических температур.

Методика и примеры оценки огнестойкости металлических конструкций изложены в разделах 4-8.

Деревянные конструкции

Дерево-горючий материал. Поэтому пределы огнестойкости деревянных конструкций зависят от двух факторов: времени от начала воздействия пожара до воспламенения древесины $\tau_{\text{воспл}}$ и времени от начала воспламенения древесины до наступления того или иного предельного состояния конструкции $\tau_{\text{кр}}^{\text{кр}}$:

$$\tau_{f,r} = \tau_{\text{воспл}} + \tau_{\text{гор}}^{\text{кр}} \quad (2.3)$$

где: $\tau_{f,r}$ - предел огнестойкости деревянной конструкции.

Скорость уменьшения рабочего сечения деревянных конструкций составляет от 0,6 до 1,0 мм/мин, поэтому деревянные кон-

струкции, особенно с массивным сечением могут иметь достаточно большие значения пределов огнестойкости железобетонных конструкций.

Традиционным способом повышения огнестойкости деревянных конструкций является нанесение штукатурки. Слой штукатурки толщиной 2 см на деревянной колонне повышает ее предел огнестойкости до R 60.

Эффективным способом огнезащиты деревянных конструкций являются разнообразные краски вспучивающиеся и не вспучивающиеся, а также пропитка антипиренами.

Необходимо обращать внимание на обеспечение достаточной огнестойкости деревянных конструкций, имеющих узлы крепления, опоры, затяжки, армирование из металлических элементов.

Методика и примеры оценки огнестойкости деревянных конструкций изложены в разделах 4,5.

Железобетонные конструкции

Огнестойкость железобетонных конструкций зависит от многих факторов: конструктивной схемы, геометрии, уровня эксплуатационных нагрузок, толщины защитных слоев бетона, типа арматуры, вида бетона, и его влажности и др.

В условиях пожара предел огнестойкости железобетонных конструкций наступает, как правило, за счет снижения прочности бетона при его нагреве, теплового расширения и температурной ползучести арматуры, возникновения сквозных отверстий или трещин в сечениях конструкций, а также в результате утраты теплоизолирующей способности.

Наиболее чувствительными к воздействию пожара являются изгибаемые железобетонные конструкции: плиты, балки, ригели, прогоны. Их предел огнестойкости обычно находится в пределах R50÷R90.

Столь малое значение пределов огнестойкости изгибаемых элементов объясняется тем, что рабочая арматура растянутой зоны этих конструкций, которая вносит основной вклад в их несущую способность, защищена от пожара лишь тонким защитным слоем бетона. Это и определяет быстроту прогрева рабочей арматуры конструкции до критической температуры.

Огнестойкость сжатых железобетонных элементов исчерпывается при пожаре за счет снижения прочности,

поверхностных, наиболее прогреваемых слоев бетона сопротивления рабочей арматуры при нагреве.

Это приводит к быстрому снижению несущей способности конструкции при пожаре. В момент времени воздействия пожара, когда несущая способность конструкции снизится до уровня рабочих нагрузок, и наступит ее предел огнестойкости по признаку "R".

Для железобетонных колонн предел огнестойкости обычно находится в пределах $R_{90} \div R_{150}$.

При необходимости увеличения огнестойкости железобетонных конструкций можно рекомендовать следующие мероприятия: увеличение толщины защитного слоя бетона, облицовка, снижение пожарной нагрузки в помещении, снижение механической нагрузки на конструкцию, применение рабочей арматуры с более высокой критической температурой прогрева при пожаре.

Примеры оценки и регулирования огнестойкости железобетонных конструкций приведены в разделах 4-8.

2.4.4. Огнестойкость зданий и общий подход к ее оценке

Огнестойкость зданий характеризует способность зданий в целом сопротивляться воздействию пожара. В качестве характеристики огнестойкости зданий используется понятие о "степени огнестойкости" здания [2.4].

Здания и пожарные отсеки подразделяются на пять степеней огнестойкости: I, II, III, IV, V.

Для установления соответствия огнестойкости зданий требованиям пожарной безопасности были введены [2.4] понятие о "фактической степени огнестойкости" здания и "требуемой степени огнестойкости" здания.

Фактическая степень огнестойкости здания $D_{f,r}^{\phi}$ определяется пределами огнестойкости его основных конструкций.

Требуемая степень огнестойкости $D_{f,r}^{mp}$ характеризует такую степень огнестойкости здания, которую требуют строительные нормы и правила для удовлетворения условиям пожарной безопасности объекта.

Показатели требуемой степени огнестойкости для зданий различного назначения приведены в СНиПах для проектирования соответствующих зданий и определяются в зависимости от категории здания по взрывопожарной и пожарной опасности (для производственных и складских зданий), площади этажа или пожарного отсека, числа этажей.

Условие противопожарной защиты здания по показателю огнестойкость, с учетом вышеизложенного формируется следующим образом: если значения фактических пределов огнестойкости $\tau_{f,x}^{\phi}$ основных конструкций здания превышают или равны требуемым нормами значениям пределов огнестойкости $\tau_{f,x}^{mp}$ этих конструкций, то фактическая степень огнестойкости здания D^{ϕ} соответствует требуемой D^{mp} , т.е.:

$$\text{если} \left(\tau_{f,x}^{\phi} \geq \tau_{f,x}^{mp} \right)_{\text{осн. констр. здания}}, \text{то } D_{f,x}^{\phi} \text{ соответствует } D_{f,x}^{mp} \quad (2.4)$$

С учетом условия (2.4), общий подход к оценке огнестойкости зданий предполагает решение следующих задач:

-Определение требуемой степени огнестойкости здания $D_{f,x}^{mp}$ по СНиП для соответствующего типа зданий, в зависимости от его категории взрыво-пожарной или пожарной опасности (для производственных зданий), площади этажа или пожарного отсека и числа этажей.

-Определение требуемых значений пределов огнестойкости основных конструкций здания $\tau_{f,x}^{mp}$ в зависимости от полученного значения $D_{f,x}^{mp}$ по СНиП "Пожарная безопасность зданий и сооружений".

-Определение фактических значений пределов огнестойкости основных конструкций здания $\tau_{f,x}^{\phi}$ по соответствующим справочным пособиям (см.разд.4) или с помощью расчета (см.разделы 5-8).

-Проверка выполнения условия (2.4). Если оно выполняется, то здания по показателю огнестойкости соответствует требованиям пожарной безопасности. Если условие (2.4) не выполняется, необходимо принять меры по повышению огнестойкости соответствующих конструкций и вновь проверить выполнение условия (2.4).

Литература к разделу 2

2.1 Федеральный закон “О пожарной безопасности” Принят Государственной Думой 18 ноября 1994 года, № 69-ФЗ.

2.2 ГОСТ 12.1.004-85. Пожарная безопасность. Общие требования.

2.3 Хорин Г.М., Поляков Н.Н., Зигерн-Корн В.Н., Ковыршина Н.В. Новое в противопожарном нормировании в строительстве.-Промышленное и гражданское строительство, №5, 1996, с.49-52.

2.4 СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений.

2.5 СНиП 2.09.02-85. Производственные здания.

2.6 СНиП 2.08.02-89*. Общественные здания и сооружения.

2.7 СНиП 2.08.01-89* Жилые здания

2.8 Пожарная профилактика в строительстве: Учебн. для ВУЗов МВД СССР.-М.: ВИПТШ, 1985.- 45с., ил.

2.9 Романенков И.Г., Зигерн-Корн В.н. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов.-М.: Стройиздат, 1984.-240с., ил.

2.10 СНиП 2.07.01-89 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений.

2.11 Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С., Яковлев А.И. Огнестойкость зданий.-М.: Стройиздат, 1986.-224с., ил.

РАЗДЕЛ 3.

ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОГНЕСТОЙКОСТЬ



Содержание раздела 3

- 3.1.Общий принцип расчета строительных конструкций на огнестойкость
- 3.2.Предпосылки расчета температурного режима пожара в помещении
- 3.3.Теоретические предпосылки расчета температурного поля в строительных конструкциях при пожаре в помещениях здания
- 3.4.Основные подходы к решению прочностной задачи огнестойкости конструкций.
 - 3.4.1.*Статический подход*
 - 3.4.2.*Кинетический подход*
 - 3.4.3.*Различные интерпретации справочных данных о прочности и деформативности материалов конструкций в условиях пожара*

Литература к разделу 3

3.1.Общий принцип расчета строительных конструкций на огнестойкость

Принципы расчета строительных конструкций на огнестойкость были заложены в работах Мурашева В.И., Яковлева А.И., Милованова А.Ф., Kodrina K., Pettersson O., Harmathy T. и др. [3.1-3.12].

Расчетная оценка огнестойкости конструкций, согласно этим принципам, производится по двум показателям:

1) по признаку “I” - потере теплоизолирующей способности, т.е. прогреву необогреваемых поверхностей конструкции при пожаре до недопустимой температуры;

2) по признаку “R” - потере несущей способности конструкции при пожаре.

Сущность расчета конструкций на огнестойкость заключается в определении момента времени предела огнестойкости, по истечению которого строительные конструкции утрачивают свою несущую или теплоизолирующую способности в условиях пожара.

Расчетная оценка огнестойкости конструкций в общем случае заключается в решении 3-х задач:

Задача №1. Определение температурного режима пожара в помещении (теплофизическая задача).

Задача №2. Определение температурного поля в строительных конструкциях при пожаре в помещении (теплофизическая задача) и времени до наступления предельного состояния конструкций по признаку “I”.

Задача №3. Определение изменения несущей способности конструкций под действием пожара (прочностная задача) и времени до наступления предельного состояния конструкции по признаку “R”.

При расчетной оценке значений “пределов огнестойкости” конструкций, которая производится с учетом режима “стандартного” пожара, надобность в решении задачи №1 отпадает, т.к. температурный режим “стандартного” пожара уже задан выражением (2.2), которое используется в качестве исходной информации при решении задач №2 и №3.

Общая схема расчета конструкций на огнестойкость приведена на рис.3.1.

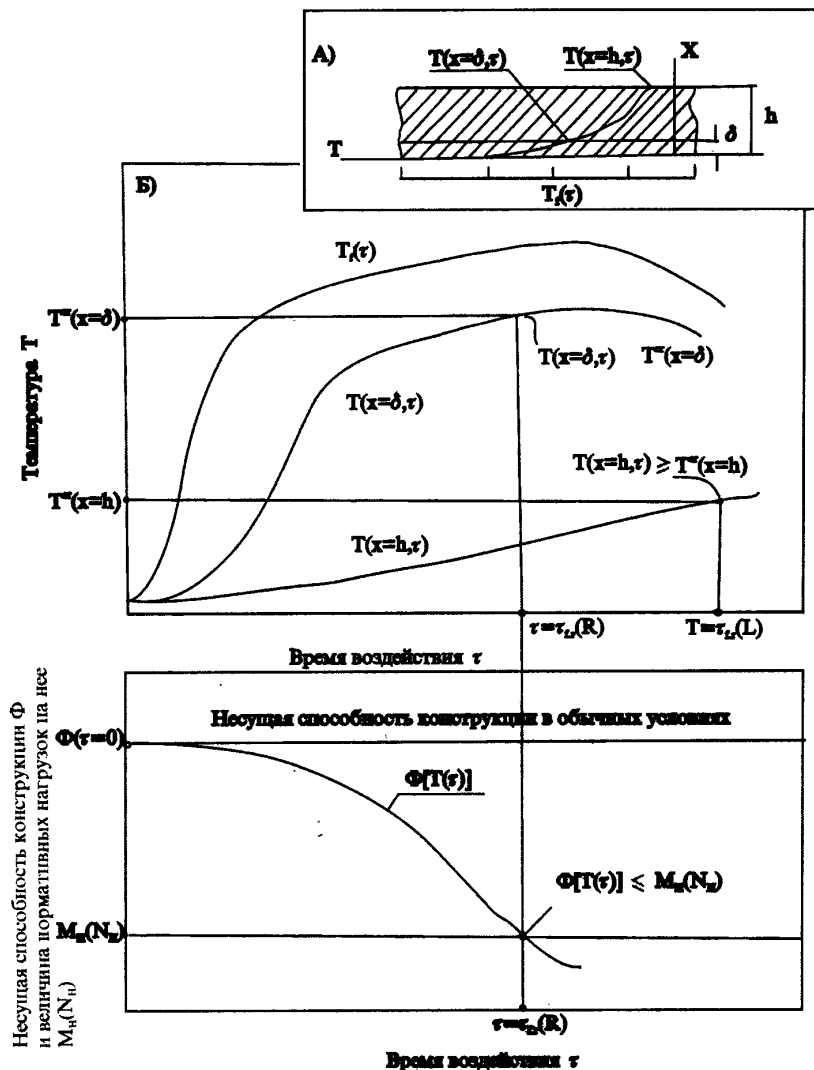


Рис.3.1.Общая схема расчета конструкций на огнестойкость (на примере железобетонной плиты).

А)расчетная схема задачи огнестойкости; Б)решение теплофизических задач огнестойкости; В)решение прочностной задачи огнестойкости

Расчет конструкций на огнестойкость по признаку “Т” - утрате теплоизолирующей способности заключается, в общем случае, в решении двух теплофизических задач (см.рис.3.1б): определения режима пожара в помещении $T_c(\tau)$ и, затем, определения температуры необогреваемой поверхности конструкции $T(x=h, \tau)$ в зависимости от времени воздействия пожара τ . Огнестойкость конструкции в этом случае определяется из условия:

$$\text{если } T(x=h, \tau) \geq T_{cr}(x=h), \text{ то } \tau = \tau_{fr}(I) \quad (3.1)$$

Расчет огнестойкости конструкций по признаку утраты несущей способности требует предварительного решения теплофизических задач огнестойкости №1 и №2 (в общем случае). В результате решения теплофизических задач определяют изменение температуры $T(x=\delta, \tau)$ сечений, объемов, элементов конструкций во времени воздействия пожара τ . Эти результаты служат исходными данными для последующего решения прочностной задачи огнестойкости-определения изменения несущей способности конструкции “Ф” в различные моменты времени τ воздействия пожара. Огнестойкость конструкции по признаку потери несущей способности определяется как время воздействия пожара τ , по истечению которого несущая способность $\Phi[T(\tau)]$ конструкции снизится до величины действующих на нее рабочих нагрузок $N_H(M_H)$ (см.рис.3.1.в).

Огнестойкость конструкции в этом случае определяется из условия (см.рис.3.1):

$$\text{если } \Phi[T(\tau)] \leq N_H(M_H), \text{ то } \tau = \tau_{fr} \quad (3.2)$$

где: N_H, M_H - соответственно продольная сила или изгибающий момент от нормативной рабочей нагрузки.

Несущая способность элементов строительных конструкций определяется из уравнений предельного равновесия в зависимости от схемы разрушения с учетом изменения прочностных и деформативных характеристик материалов конструкций при воздействии пожара [3.1-3.7].

Данные об изменении прочностных и деформативных характеристик материалов конструкций в условиях пожара имеет определяющее, исключительно важное значение для практиче-

ской реализации принципов расчета конструкций на огнестойкость.

Практика показывает, что сама возможность расчета конструкций на огнестойкость оказывается неразрывно связанной с проблемой объективной оценки изменения этих характеристик материалов в условиях различных высокотемпературных воздействий.

В связи с этим существующие подходы к расчетной оценке огнестойкости конструкций в основном различаются по различной интерпретации данных о характеристиках материалов конструкций и их изменений в условиях пожара. В расчетах используются в основном два подхода, отличающиеся “статической” или “кинетической” трактовкой прочности или разрушения нагруженного тела, подвергаемого высокотемпературному воздействию пожара [3.9-3.11].

3.2. Предпосылки расчета температурного режима пожара в помещении

При расчетной оценке значений “пределов огнестойкости” строительных конструкций, которая производится с учетом режима “стандартного” пожара, надобность в определении режима пожара отпадает, т.к. этот режим уже задан выражением (2.2), которое и входит в число исходных данных для решения задач огнестойкости.

При расчетной оценке значений “огнестойкости” строительных конструкций, которая производится с учетом температурного режима реального пожара в помещении, предварительно необходимо решить специальную задачу по определению параметров температурного режима пожара в помещении [3.6, 3.8].

Температурный режим реального пожара для последующих инженерных расчетов конструкций на огнестойкость характеризуется следующими признаками (см.рис.3.2 и 3.3) [3.10, 3.11]:

- наличием двух стадий (фаз) пожара: стадией развития и стадией затухания, представленных в виде, соответственно, восходящей и ниспадающей ветвей температурной кривой пожара (см.рис.3.2 и 3.3);

- различной скоростью изменения температуры среды в помещении в обеих стадиях развития пожара (см.рис.3.2);

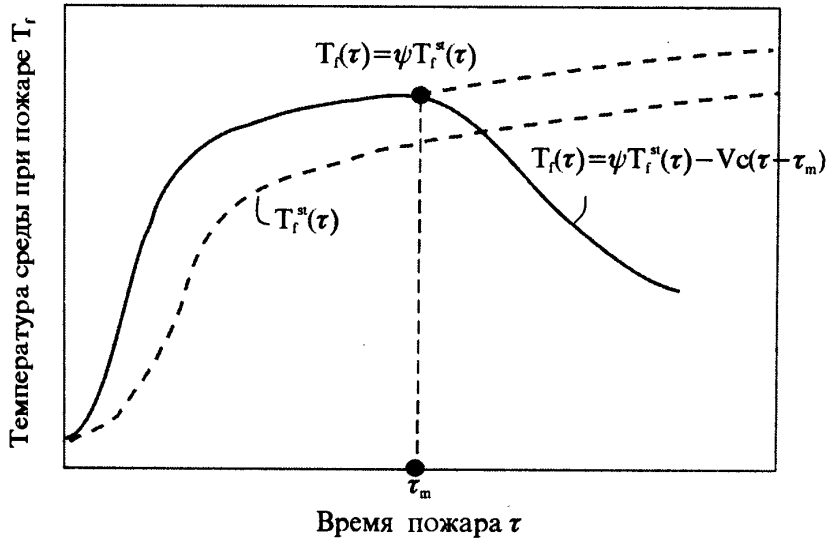


Рис.3.2. Определение температурного режима пожара в помещении на основе значений параметров ψ , τ_m , V_c

- 1-стадия развития пожара ($\tau \leq \tau_m$);
- 2-стадия затухания пожара ($\tau > \tau_m$).

-различным временем τ_m начала фазы затухания пожара (см.рис.3.2).

Температурный режим реального пожара, согласно предложенному в работе [3.10] методу расчета огнестойкости конструкций с учетом режима пожара, характеризуется следующими параметрами:

-коэффициентом условий пожара ψ , характеризующего изменение температуры реального пожара на стадии его развития относительно “стандартного” пожара:

$$\Psi = \frac{T_f(\tau)}{T_f^{st}(\tau)} \quad (3.3)$$

где: $T_f(\tau)$ - изменение температуры среды в помещении при реальном пожаре в фазе его развития, °С; $T_f^{st}(\tau)$ - изменение температуры среды в помещении при “стандартном” пожаре °С;

-временем наступления максимума на температурной кривой реального пожара τ_m , ч. или мин.;

-скоростью снижения температуры среды в помещении в фазе затухания реального пожара V_c , °С/ч или °С/мин.

Параметры температурного режима реального пожара в помещении ψ , τ_m , V_c зависят в основном [3.10, 3.11] от величины пожарной нагрузки q в помещении, геометрии помещения, природы материалов ограждающих помещение, фактора проемности.

Таким образом, для определения температурного режима пожара в помещении необходимо установить каким образом параметры режима реального ψ , τ_m , V_c зависят от этих факторов.

Для такого рода анализа можно воспользоваться результатами исследований режима пожара, рассмотренные в [3.6, 3.8, 3.12]. В этих работах приведены многочисленные кривые и таблицы изменения температуры среды $T_f(\tau)$ в эталонном помещении в широком диапазоне значений приведенной пожарной нагрузки q^{red} и приведенного коэффициента проемности K_i^{red} (см.рис.3.3).

Приведенный коэффициент проемности K_i^{red} определяется из соотношения [3.12]:

$$K_i^{red} = A_2 \sqrt{H} / A_3 \cdot f_1 f_2 \quad (3.4)$$

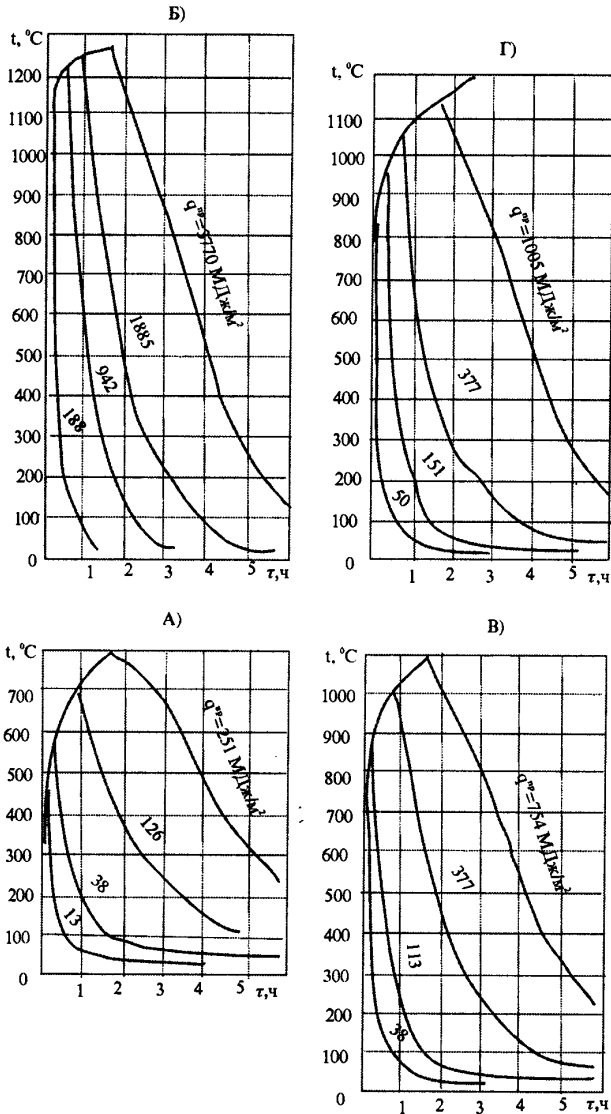


Рис.3.3.Графики температурных режимов пожаров в помещениях в зависимости от значений коэффициента проемности K_l^{np} и пожарной нагрузки q^{np}

А) $K_l^{np}=0,02m^{1/2}$; Б) $K_l^{np}=0,04m^{1/2}$;

В) $K_l^{np}=0,06m^{1/2}$; Г) $K_l^{np}=0,08m^{1/2}$;

где: A_2 - площадь вертикальных проемов, м^2 ; H - средняя высота вертикальных проемов, м ; A_3 - площадь поверхности ограждений помещения, м^2 ; f_1 и f_2 - соответственно коэффициенты учитывающие вид материала ограждений и наличие горизонтальных проемов (определяются по справочным таблицам в (см.разд.9).

Приведенная пожарная нагрузка q^{red} (МДж/м^2) определяется из соотношения:

$$q^{\text{red}} = f_1 q \quad (3.5)$$

Соответствующая математическая обработка графических зависимостей, типа представленных на рис.3.3, позволила [3.11] получить аналитические выражения для определения параметров температурного режима пожара в помещении ψ , τ_m , V_c в зависимости от величины пожарной нагрузки и условий вентиляции в помещении, которые заложены в значение коэффициента проемности K_I [3.11]:

$$\psi = 1,37 - \frac{K_I^{\text{red}} 150 - 0,65}{10000 \cdot (K_I^{\text{red}})^2} \quad (3.6)$$

$$\tau_m = \frac{q^{\text{red}}}{8318 K_I^{\text{red}} - 4021 (K_I^{\text{red}})^2} \quad (3.7)$$

$$V_c = \frac{98000 K_I^{\text{red}} - 1500}{q^{\text{red}}} \quad (3.8)$$

Значений параметров ψ , τ_m , V_c достаточно для последующего расчета температуры в сечениях бетонных и железобетонных конструкций, обогреваемых по температурному режиму реального пожара. При необходимости с помощью этих параметров можно непосредственно вычислить значения температуры среды $T_f^r(\tau)$ в помещении в заданные моменты времени пожара (см.рис.3.2) с помощью выражений:

$$\begin{aligned} \text{при } \tau \leq \tau_m; \quad T_f^r(\tau) &= \psi T_f^{sl}(\tau) = \psi 345 \lg(480\tau + 1) + T_0 \\ \text{при } \tau > \tau_m; \quad T_f^r(\tau) &= \psi T_f^{sl}(\tau) - V_0(\tau - \tau_m) \end{aligned} \quad (3.9)$$

Примеры определения параметров режима пожара в помещении при оценках огнестойкости конструкций приведены в разделе 6.

3.3. Теоретические предпосылки расчета температурного поля в строительных конструкциях при пожаре в помещении здания

Для решения теплофизической задачи огнестойкости, связанной с нахождением температурного поля в строительных конструкциях при пожаре в помещении, необходимо решать дифференциальное уравнение, характеризующее математическую зависимость между физическими величинами описывающими изучаемый процесс. В данном случае речь идет о дифференциальном уравнении теплопроводности, дающем зависимость между температурой, временем и координатами элементарного объема рассматриваемого тела.

Выше (см.разд.1.2) были рассмотрены условия распространения тепла при воздействии пожара на строительные конструкции и показано, что тепловые процессы, протекающие в этих условиях являются нестационарными, т.е.температурное поле в конструкции изменяется во времени.

Дифференциальное уравнение нестационарной теплопроводности для твердых тел, применительно к условиям пожара, имеет следующий вид (для случая одномерного распространения тепла) [3.10]:

$$c(T,u)\rho \frac{\partial T}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda(T,u) \frac{\partial T}{\partial x} \right] \pm Q \quad (3.10)$$

где: $c(T,u)$ - коэффициент удельной теплоемкости, зависящий от температуры T и влагосодержания u , кДж/(кг град); $\lambda(T,u)$ - коэффициент теплопроводности, зависящий от T и u , Вт/(м град); ρ - объемная масса материала, кг/м³; Q - внутренний источник или сток тепла в теле за счет фазовых превращений влаги и процессов влагопереноса в материалах.

Дифференциальное уравнение теплопроводности имеет в общем случае бесконечное множество решений. Чтобы из этого множества выбрать конкретное, однозначно характеризующее решение теплофизической задачи огнестойкости, надо знать рас-

пределение температуры внутри тела в начальный момент времени (начальное условие), геометрическую форму тела и закон взаимодействия между окружающей средой и поверхностью тела (граничное условие).

Совокупность начальных и граничных условий в теории теплопроводности называется краевыми условиями.

Начальное условие определяется заданием закона распределения температуры внутри тела в начальный момент времени. В теплофизической задаче огнестойкости обычно принимают равномерное распределение температуры внутри тела в начальный момент времени, т.е.:

$$T(x, y, z, \tau=0) = T_0 = \text{const} \quad (3.11)$$

Если задается температурный режим пожара в помещении, то закон теплообмена между нагретой средой помещения и строительными конструкциями имеет вид граничных условий 3-го рода. В этом случае количество тепла, передаваемого в единицу времени от среды с температурой $T_f(\tau)$ к поверхности конструкции, прямо пропорционально разности температур между нагретой средой $T_f(\tau)$ и поверхностью конструкции $T_n(\tau)$, т.е.:

$$-\lambda \left(\frac{\partial T}{\partial x} \right)_n = \alpha(T) [T_f(\tau) - T_n(\tau)] \quad (3.12)$$

где: α - коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом теплообмена, Вт/(м² град);

$-\lambda \left(\frac{\partial T}{\partial x} \right)_n$ - количество тепла, которое отводится с поверхности тела в единицу времени путем теплопроводности.

Коэффициент теплообмена численно равен количеству тепла, получаемого единицей площади поверхности тела в единицу времени при разности температур между средой и поверхностью тела 1°.

Необходимо отметить, что дифференциальное уравнение теплопроводности (3.10) является нелинейным, т.к. содержит характеристики теплопереноса λ и s , которые зависят от температуры и влажности материала. Кроме того, входящий в граничные условия 3-го рода (3.12) коэффициент теплообмена является сложной характеристикой, зависящей от многих факторов (температуры, скорости движения среды, степени черноты материала, геометрии конструкции и т.д.).

В связи с этим, математическая постановка теплофизической задачи огнестойкости является сложной для инженерных расчетов. Обычно она используется при расчетах, требующих особо точных решений, как правило проводимых с помощью ЭВМ.

При проведении инженерных расчетов огнестойкости общая сложная математическая модель теплофизической задачи огнестойкости упрощается [3.2-3.5, 3.8-3.12].

Первое упрощение состоит в линеаризации нелинейного уравнения теплопроводности (3.10) путем введения в него постоянных, усредненных значений характеристик теплопереноса $\bar{\lambda}$ и $\bar{c}$, а также путем учета фазовых превращений влаги и процессов влагопереноса в прогреве конструкции с помощью специального поправочного коэффициента. В соответствии с этими соображениями дифференциальное уравнение теплопроводности (3.10) преобразуется к виду:

$$(\bar{c} + \beta u) \rho \frac{\partial T}{\partial \tau} = \bar{\lambda} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (3.13)$$

$$\text{или} \quad \frac{\partial T}{\partial \tau} = \alpha^{red} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (3.14)$$

где: α^{red} - значение приведенного коэффициента температуропроводности материала конструкции, м²/с;

$$\alpha^{red} = \frac{\bar{\lambda}}{(\bar{c} + \beta \cdot u) \rho} \quad (3.15)$$

β - поправочный коэффициент, учитывающий влияние влажности материала на развитие температурного поля в конструкции.

Второе упрощение общей математической модели теплофизической задачи огнестойкости состоит в замене граничных условий 3-го рода (3.12) граничными условиями 1-го рода, когда задается закон изменения температуры на поверхности конструкции. Этот переход дает возможность отказаться от такой сложной характеристики как коэффициент теплообмена α .

В практике инженерных решений теплофизической задачи огнестойкости такой переход можно осуществить с помощью

приема, который называется “методом фиктивного термического сопротивления” [3.2]. Сущность этого метода состоит в том, что (см.рис.3.4) действие температурного режима пожара в стадии его развития $T_s(\tau)$ на поверхность конструкции можно уподобить действию некоторой постоянной температуры Θ_h^ψ на конструкцию, на обогреваемой поверхности которой имеется “фиктивный” слой материала, толщиной

$$\varphi_1 \sqrt{a_{red}} \quad (3.10)$$

где φ_1 - коэффициент зависящий от плотности материала. Значение постоянной температуры Θ_h^ψ , действующей на поверхность “фиктивного термического сопротивления” подбирается таким образом, чтобы на поверхности конструкции под фиктивным слоем температура изменялась аналогичным образом как и при воздействии на нее температурного режима пожара в стадии развития $T_s(\tau)$ (см.рис.3.4б). Таким образом, сложное граничное условие 3-го рода (3.12) заменяется граничным условием 1-го рода, которое имеет вид [3.2,3.10]:

$$T_{II}(\tau) = \Theta_h^\psi - (\Theta_h^\psi - T_0) \operatorname{erf}\left(\frac{\varphi_1}{2\sqrt{\tau}}\right) \quad (3.16)$$

$$\text{где: } \Theta_h^\psi = 313\psi^2 + 824\psi + 113 \quad (\text{при } 0,6 \leq \psi \leq 1,4) \quad (3.17)$$

или в соответствии с [3.10, 3.13]:

$$T_{II}(\tau) = T_0 + \Theta_h^\psi \left(1 - \frac{\varphi_1}{\sqrt{12\tau}}\right)^2 \quad (3.18)$$

$$\text{где: } \Theta_h^\psi = 542\psi^2 + 275\psi + 403 \quad (\text{при } 0,6 \leq \psi \leq 1,4) \quad (3.19)$$

Для условий “стандартного” пожара (когда $\psi=1$) в соответствии с (3.16) и (3.18) граничные условия 1-го рода, используемые для решения теплофизической задачи огнестойкости, принимают вид [3.10]:

$$\text{или } T_{II}(\tau) = 1250 - (1250 - T_0) \operatorname{erf}\left(\frac{\varphi_1}{2\sqrt{\tau}}\right) \quad (3.20)$$

$$T_{II}(\tau) = 20 + 1200 \left(1 - \frac{\varphi_1}{\sqrt{12\tau}}\right)^2 \quad (3.21)$$

Для условий реального пожара граничное условие (3.16) или (3.18), описывающее изменение температуры поверхности конструкции в стадии развития пожара, должно быть дополнено, при переходе пожара во вторую стадию-затухания, дополнительным условием, отражающим возможность снижения температуры поверхности конструкции:

при
 $\tau > \tau_m; T_{II}(\tau) = \Theta_h^\psi - (\Theta_h^\psi - T_0) \operatorname{erf}\left(\frac{\varphi_1}{2\sqrt{\tau}}\right) - V_c(\tau - \tau_m) \quad (3.22)$

или
 $T_{II}(\tau) = T_0 + \Theta_h^\psi \left(1 - \frac{\varphi_1}{\sqrt{12\tau}}\right)^2 - V_c(\tau - \tau_m) \quad (3.23)$

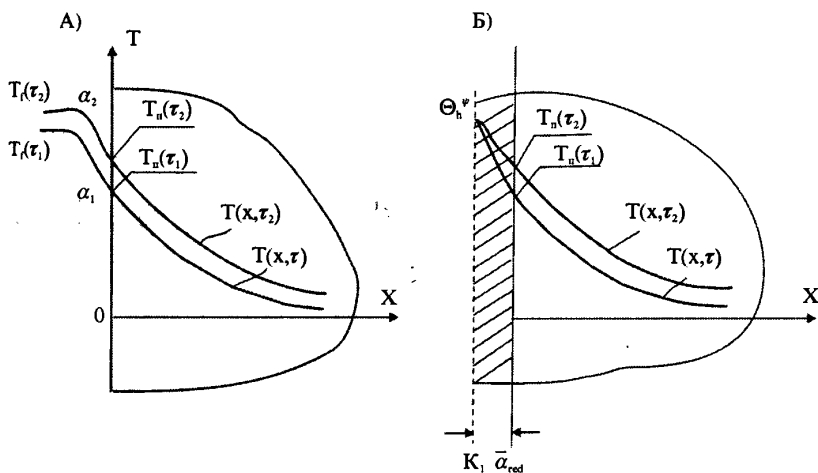


Рис.3.4. Общая схема перехода от граничных условий 3-го рода (А) к граничным условиям 1-го рода (Б) с помощью метода “Фиктивного” термического сопротивления при инженерных решениях теплофизических задач огнестойкости

3.4. Основные подходы к решению прочностной задачи огнестойкости конструкций

3.4.1. Статический подход

Несущая способность конструкций при пожаре определяется из уравнений предельного равновесия, соответствующих определенным схемам разрушения конструкций [3.2, 3.3, 3.4-3.7, 3.13].

Основным компонентом, учитывающим специфику воздействия пожара на конструкции в уравнениях предельного равновесия являются показатели изменения прочности и деформативности материалов при нагреве [3.2, 3.4]. При статическом подходе способ описания этих показателей основывается на статических, чисто механических представлениях о природе прочности и разрушения твердых тел.

Представления статического (механического) подхода к природе прочности и разрушения твердых тел заключаются в том, что с внешней силой взаимодействует статическая система связанных атомов твердого тела, т.е. приложенная сила распределяется по межатомным связям и напрягает их.

Разрушение твердого тела при статическом подходе представляется в виде внезапного разрыва межатомных связей, когда уровень внешней силы достигает предельной величины, равной прочности межатомной связи [3.9, 3.14]. На этой основе и вводится понятие о “пределе прочности”.

Введение при рассматриваемом подходе понятий о “пределе прочности”, “критической температуре” нагрева материала отражает критический характер разрушения такой статической системы при нагреве под нагрузкой [3.9-3.15]. Величине предела прочности или критической температуры нагрева, при которой этот предел достигается, придается смысл физической константы материала, которая определяет наступление предельного состояния.

При нагрузке или температуре меньшей предельно допустимой, допускается, что тело будет оставаться целым сколь угодно долго и такая нагрузка (или температура) считается безопасной.

Соответственно изменение прочности материала в условиях высокотемпературного нагрева представляется [3.2; 3.4; 3.5] в виде однозначных зависимостей “прочность-температура”:

$$R = f(T) \quad (3.24)$$

или в безразмерном относительном виде

$$\gamma(T) = \frac{R(T)}{R} \quad (3.25)$$

где: R - сопротивление материала, полученное с помощью стандартных механических испытаний в нормальных условиях; $R(T)$ сопротивление материала, полученное с помощью механических испытаний в условиях стандартного режима нагрева и достигаемое при $T=T_{cr}$.

Физический смысл зависимостей (3.24) и (3.25) заключается в том, что материал конструкции достигает в условиях пожара того или иного предельного состояния при определенном значении температуры, называемой “критической”.

Характерной особенностью зависимостей типа (3.24) и (3.25) является то, что в них время воздействия температуры на материал прямо не фигурирует и органически не входит в сам механизм разрушения [3.9, 3.15].

В связи с этим, решения прочностных задач огнестойкости на основе такого рода зависимостей получили название “статической” задачи огнестойкости.

Аналитические или графические интерпретации (см.рис.3.5) зависимостей типа (3.24) и (3.25) составляют основу справочной информации для решения прочностных задач огнестойкости конструкций на основе “статического” подхода [3.2, 3.4, 3.13]. Для условий “стандартного” пожара эти зависимости позволяют с приемлемой для инженерных целей точностью решать ряд задач по оценке огнестойкости конструкций зданий [3.13].

Однако, температурный режим реальных пожаров, как это было показано выше (см.рис.1.5), может весьма существенно отличаться от температурного режима “стандартного” пожара.

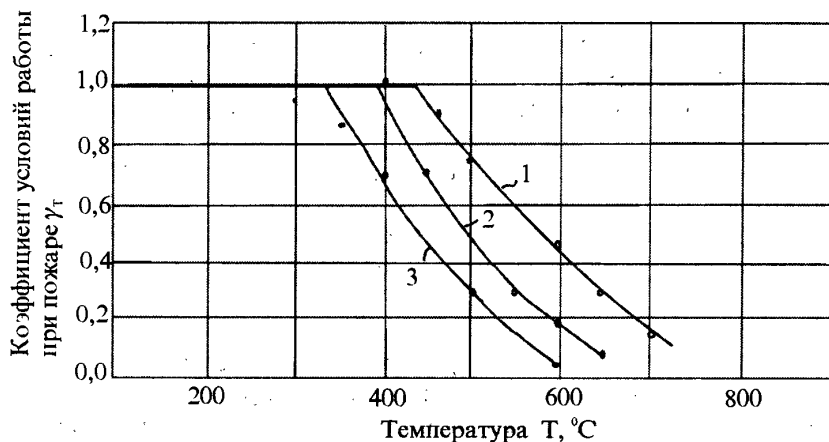


Рис.3.5.Зависимости коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{s,T}=R_{s,T}/R_{s,n}$ различных арматурных сталей от температуры нагрева [3.13]

1-сталь А-III; 2-сталь Ат-V; 3-В-1; Вр-1

Исследования показали [3.9, 3.10, 3.14, 3.15], что в условиях реального пожара, в ряде случаев, температура уже не может однозначно определять изменение прочности и деформативности материалов. Кроме уровня напряжений на величину “критической” температуры материала начинает существенно влиять время ее воздействия.

На рис.3.6. показаны характерные случаи поведения нагруженных материалов строительных конструкций (на примере стального образца) в условиях нагрева по различным температурным режимам.

Рассмотрение рис.3.6 показывает, что, с одной стороны, можно превысить “критическую” температуру материала, полученную при стандартных испытаниях, и не разрушить материал (см.кривую 2 рис.3.6). Такая картина поведения материала наблюдается в случае быстрого разогрева и последующего охлаждения тела, когда ресурс его долговечности не успевает израсходоваться.

С другой стороны, материал может быть разрушен при температуре меньшей “критической”, полученной при стандартных испытаниях, за счет продолжения накопления нарушений струк-

туры и деформаций на участке ниспадающей ветви кривой прогрева материала при воздействии реального пожара (см. кривую 3 рис.3.6).

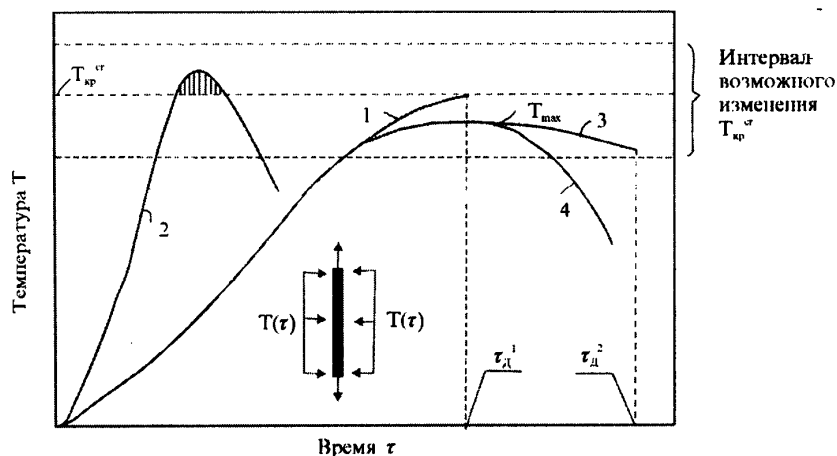


Рис.3.6. Характерные случаи поведения материалов строительных конструкций в условиях прогрева по различным режимам пожара

1-достижение предельного состояния материала при прогреве до критической температуры $T_{кр}^{см}$ в условиях “стандартного” пожара;

2-быстрый прогрев материала до температуры выше $T_{кр}^{см}$ и последующего быстрого охлаждения без достижения предельного состояния;

3-достижение предельного состояния материала на стадии охлаждения, при температурах ниже стандартных критических $T_{кр}^{см}$;

4-быстрое охлаждение материала на стадии затухания пожара приводящее к сохранению остаточного ресурса долговечности (предельное состояние не достигается)

Таким образом, вопрос - какую температуру способен выдержать материал элемента конструкции, т.е. каково его сопротивление нагреву, не имеет однозначного ответа без указания времени, в течение которого материал испытывает воздействие нагрева.

Это свидетельствует о том, что понятие “критической” температуры материала в условиях произвольного нагрева типа реального пожара, теряет физический смысл.

В силу отмеченных условностей, статический подход не дает возможности достаточно полно учитывать при оценках огнестойкости особенности температурных режимов реальных пожаров. Его использование для расчетов огнестойкости с учетом режима реального пожара может в ряде случаев приводить либо к преувеличению опасности реального пожара, что завышает затраты на пожарную безопасность, либо к недооценке опасности реального пожара с соответствующими социальными и материальными потерями.

В связи с этим, для решения такого рода задач необходимо использовать более общие подходы, в частности, так называемый “кинетический” подход.

3.4.2. Кинетический подход

Кинетический подход к оценке огнестойкости конструкций является логическим развитием статического подхода и позволяет преодолеть теоретические трудности, характерные для статического подхода при учете фактора времени, изменчивости и сочетания нагрузок [3.3, 3.-3.11, 3.14, 3.15].

Преодоление этих теоретических трудностей упрощается тем, что элементы кинетического подхода содержатся в методе предельных состояний. Это находит отражение в определенной свободе трактовки понятия “предельное состояние”, которое можно истолковать как достижение к концу срока службы предельной величины меры повреждений [3.9].

При использовании кинетического подхода, уравнения предельного равновесия также включает в себя показатели изменения прочности и деформативности материалов конструкций в рассматриваемых условиях. Однако способ описания изменения значений этих показателей основывается не на статических, а на

кинетических представлениях о природе прочности, деформативности, разрушения твердых тел.

Согласно кинетической концепции прочности (ККП) [3.14, 3.15], разрушение твердого тела рассматривается не как критическое событие, а как кинетический, термоактивационный процесс, развивающийся в твердом теле во времени.

Основой и содержанием ККП является понятие о “долговечности” тела t_d , как времени существования тела от момента приложения нагрузки до наступления того или иного предельного состояния, а также выяснение того, что происходит в нагруженном теле на протяжении его долговечности [3.14].

В теории огнестойкости время также играет большую роль. Понятие “огнестойкости” является эквивалентом понятия “долговечности” твердого тела, отнесенного к специфическим условиям пожара. Фактически, “огнестойкость” строительной конструкции характеризует “время” ее существования от начала воздействия пожара до наступления того или иного предельного состояния, т.е. ее долговечность в условиях пожара [3.9, 3.10, 3.15].

Общность методических и физических принципов, лежащих в основе представлений о “долговечности” и “огнестойкости” послужила основой применения ККП для оценки огнестойкости строительных материалов и конструкций [3.9, 3.10].

Возможности использования ККП в качестве физической основы более общих методов оценки огнестойкости определяются соответствием выявленных особенностей разрушения и деформирования реальных материалов строительных конструкций основным соотношениям кинетической концепции прочности.

Возможность учитывать не только температуру материала, но и длительность и интенсивность ее воздействия, т.е. всю “термическую” историю воздействия пожара достигается тем, что в математической модели, описывающей изменение характеристик прочности и деформативности материалов, время воздействия пожара вводится как равноправная независимая переменная.

Речь идет о том, что вместо однозначных зависимостей изменения сопротивления материалов в рассматриваемых условиях, типа (3.24) и (3.25), использовать более общие зависимости типа:

$$\gamma(\tau) = \frac{R(\tau)}{R} \quad (3.26)$$

или
$$R(\tau) = f(T, \tau) \quad (3.27)$$

где: $R(\tau)$ - "объективная" прочность [3.9, 3.10] материала, равная напряжению σ , которое требуется для разрушения образца в момент времени τ произвольного высокотемпературного воздействия $T(\tau)$;

$\gamma(\tau)$ - коэффициент изменения величины $R(\tau)$, относительно ее начального значения.

Задачи, существенным отличием которых является введение нового переменного - времени, которое участвует в уравнениях либо в явном виде, либо в виде производных от неизвестных функций от времени, относятся к классу кинетических задач [3.9, 3.10]. В связи с этим, методы расчета конструкций на огнестойкость, основанные на введении времени как независимой переменной, не относятся к статическим задачам и их следует относить к классу кинетических задач огнестойкости.

Принципиальным отличием кинематического подхода к оценке огнестойкости конструкций от статического подхода является:

1. Использование принципа суммирования, который позволяет в общем случае произвольные закономерности изменения термических или силовых нагрузок расчленить на необходимое количество элементарных воздействий постоянных температур или нагрузок в различные моменты времени. Суммарная деформация, степень разрушения, утрата прочности материала принимается равной сумме деформаций, степеней разрушения, утрат прочности от действия каждой элементарной термической, силовой или иной нагрузки.

2. Использование для описания изменения сопротивления материала при нагреве кинетических соотношений типа "прочность-температура-время".

Принцип линейного суммирования повреждений и деформаций в твердом теле для условий, когда тело, нагруженное до напряжений σ , подвергается воздействию произвольной последовательности температур T_i (см. рис.3.7), каждой из которых соответствует долговечность тела $\tau_d(\sigma, T_i)$, формулируется в виде

критерия, согласно которому за отрезок времени Δt , воздействия на твердое тело происходит потеря доли ресурса долговечности

$$\frac{\Delta \tau_i}{\tau_d(\sigma, T_i)} \text{ или изменение деформации } \Delta \varepsilon(\sigma, T_i) \text{ (см. рис. 3.7).}$$

Наступление предельного состояния тела в этом случае происходит при условии, когда сумма долей израсходованного ресурса долговечности $\Delta \tau / \tau_d$ станет равной единице:

$$\sum_i \frac{\Delta \tau_i}{\tau_d(\sigma, T_i)} = 1,0 \quad (3.28)$$

или сумма долей деформации материала достигнет недопустимого уровня ε^{cr} :

$$\varepsilon(\tau) = \sum_i \Delta \varepsilon(\sigma, T_i) \quad (3.29)$$

В интегральной форме зависимости (3.28), (3.29) имеют вид:

$$\int_0^{\tau_d} \frac{d\tau}{\tau_d[\sigma, T(\tau)]} = 1,0 \quad (3.30)$$

$$\varepsilon(\tau) = \int_0^{\tau_d} \varepsilon[\sigma, T(\tau)] d\tau \quad (3.31)$$

где: $\varepsilon[\sigma, T(\tau)]$ - скорость изменения деформации материала, $\varepsilon = d\varepsilon / d\tau$.

Многочисленные исследования долговечности различных материалов показали [3.9, 3.14, 3.15] существование устойчивых закономерностей изменения прочности и деформативности материалов в широком диапазоне постоянных температур и напряжений. Эти закономерности выражаются в виде кинетических соотношений типа “прочность-температура-время”:

$$\tau_d = \tau_0 \exp\left(\frac{U}{kT}\right) = \tau_0 \exp\left(\frac{U_0 - \gamma\sigma}{kT}\right) \quad (3.32)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \exp\left(-\frac{U}{kT}\right) = \varepsilon \exp\left(-\frac{U_0 - \gamma\sigma}{kT}\right) \quad (3.33)$$

где: $U = U_0 - \gamma \sigma$ - имеет смысл энергии активации процесса разрушения, кДж/моль; U_0 - имеет смысл начальной энергии активации процесса разрушения, кДж/моль; τ_0 и ε_0 - предэкспоненциальные множители; σ - напряжение материала, обусловленное механической нагрузкой, МПа; γ - коэффициент определяющий степень уменьшения величины U_0 под действием приложенного напряжения σ , кДж/(моль МПа); k - постоянная Больцмана ($k = 8,37 \cdot 10^{-3}$ кДж/(моль град)); ε - скорость деформации ползучести.

Было установлено [3.14, 3.15], что коэффициенты U_0 и γ сохраняют постоянные значения в интервале условий возможного реального пожара (см. рис.3.8), связаны простыми соотношениями с характеристиками прочности и деформативности. Эти свойства кинетических коэффициентов U_0 и γ позволяют рассматривать их в качестве более емких носителей информации о поведении материалов в условиях пожара и использовать в качестве обобщенных характеристик сопротивления материалов воздействию пожара.

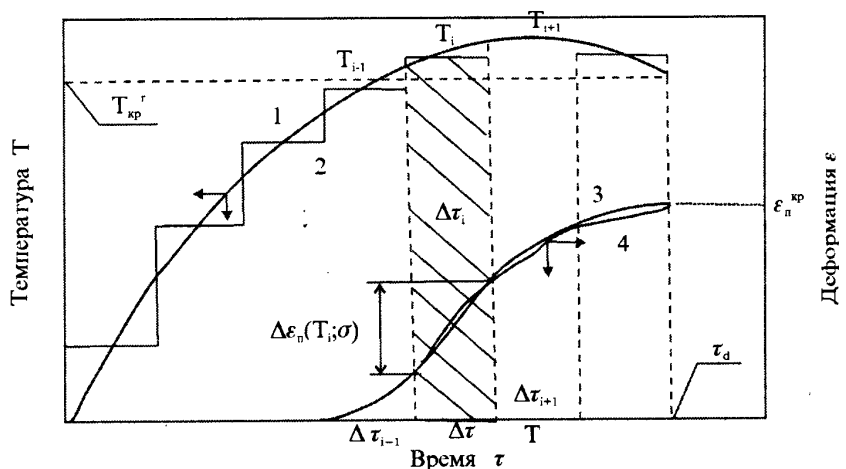


Рис.3.7. Общая схема реализации принципа линейного суммирования при расчетах конструкций на огнестойкость с учетом режима реального пожара

1-кривая прогрева материала; 2-ступенчатая функция, аппроксимирующая кривую 1; 3-кривая деформации материала при его прогреве по кривой 1; 4-кусочно-линейная аппроксимация кривой 3.

Тогда выражения (3.30) и (3.31), с учетом (3.32) и (3.33) принимают вид:

$$\int_0^{\tau_d} \frac{d\tau}{\tau_0 \exp \left[\frac{U_0 - \gamma \sigma}{kT(\tau)} \right]} = 1,0 \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_s(\tau) = \int_0^{\tau_d} \varepsilon_0 \exp \left[-\frac{U_0 - \gamma \sigma}{kT(\tau)} \right] d\tau \quad (3.35)$$

Выражения (3.34) и (3.35) используются для определения изменений прочности и деформативности материалов конструкций при учете произвольного температурного воздействия типа реального пожара при решении кинетических задач огнестойкости.

Значения U_0 и γ для различных материалов строительных конструкций приведены в разделе 9.

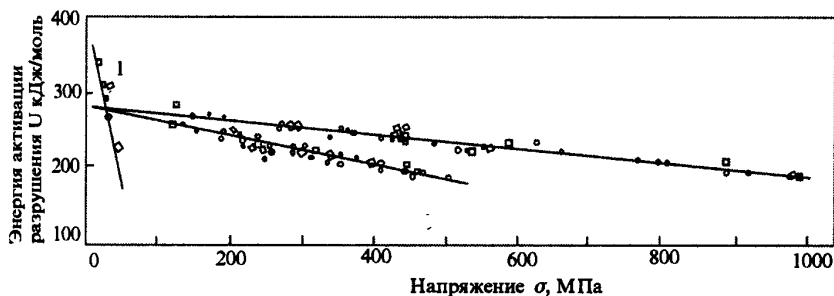


Рис. 3.8. Зависимости энергии активации разрушения U различных материалов строительных конструкций от уровня напряжений от механической нагрузки σ и различных режимах прогрева $T(\tau)$

1-бетон на гранитном заполнителе; 2-сталь Ат-У; 3-сталь Ст-4

Условные обозначения: $-T=350-700^\circ\text{C}$; $-$ монотонный разогрев типа “стандартного” пожара; $-$ монотонный разогрев при $\psi \neq 1$; $-$ разогрев с охлаждением типа реального пожара; $-$ энергия активации деформации ползучести.

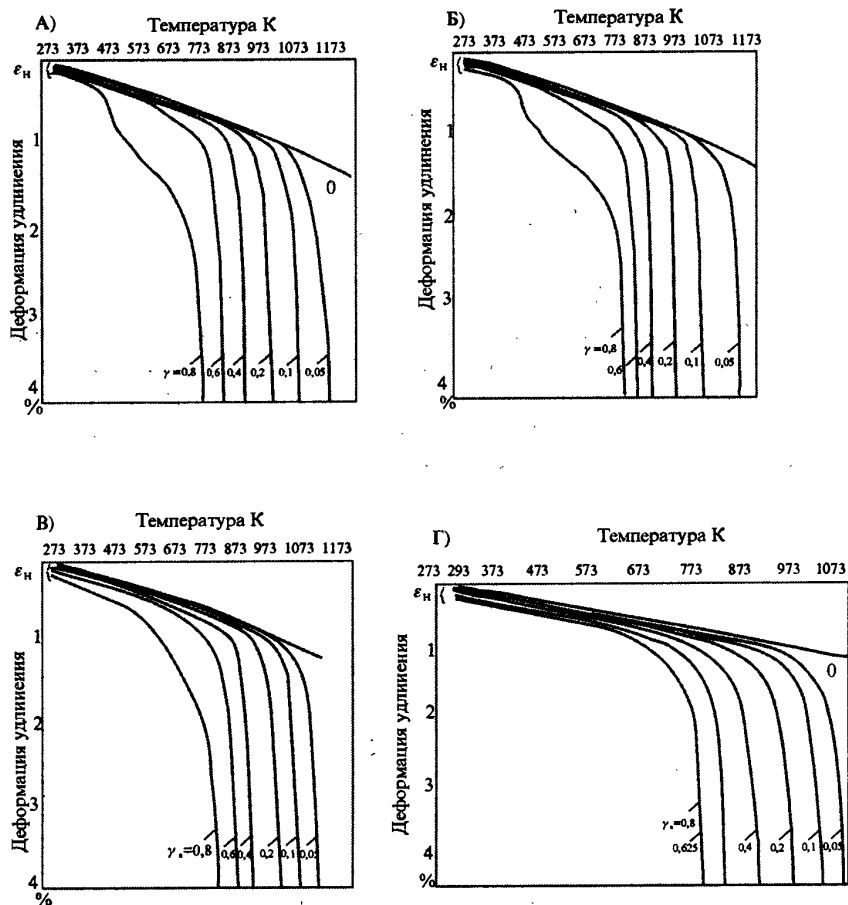


Рис.3.9.Кривые полных деформаций арматуры $\epsilon_{s,tot}$ при нагреве по режиму типа "стандартного" пожара и различной степени нагружения γ_s .

А - класса А-I (Ст3); Б-класса А-II(Ст5); В-класса А-III (Ст25Г2С); Г-класса А-III (Ст35ГС)

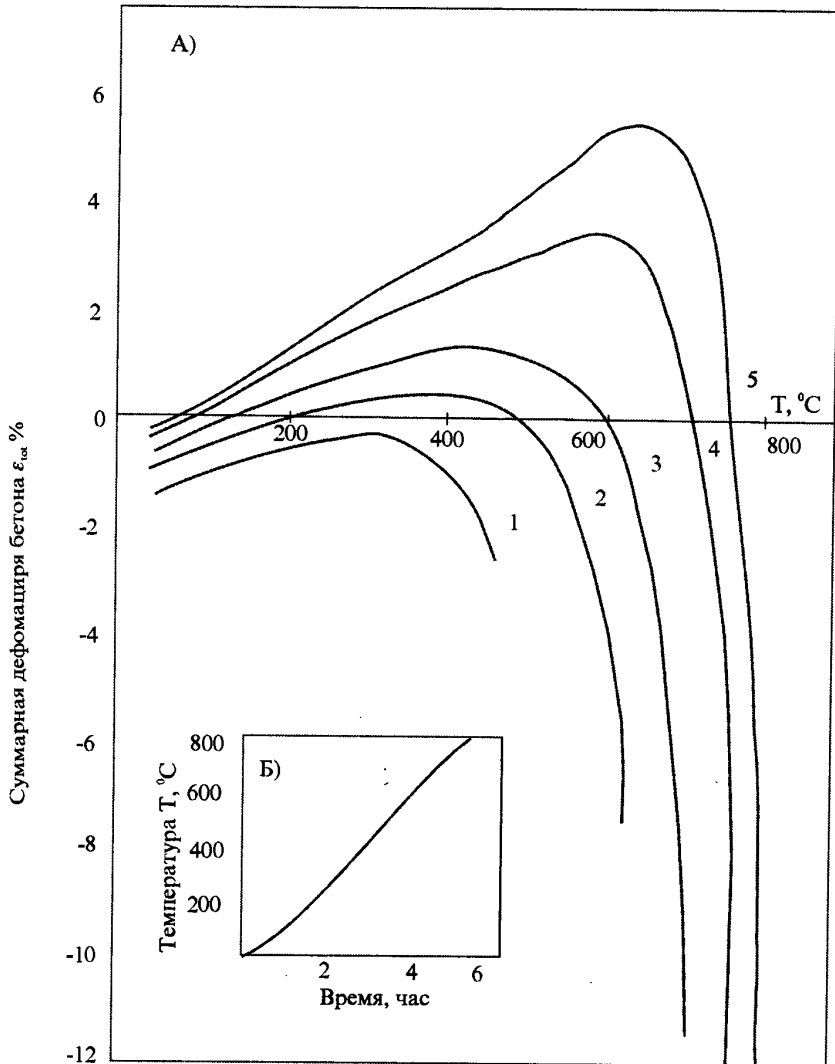


Рис.3.10. Кривые полных деформаций бетона на гранитном щебне при нагреве по режиму типа “стандартного” пожара и различной степени нагружения $\gamma_b = \sigma_b / R_b$

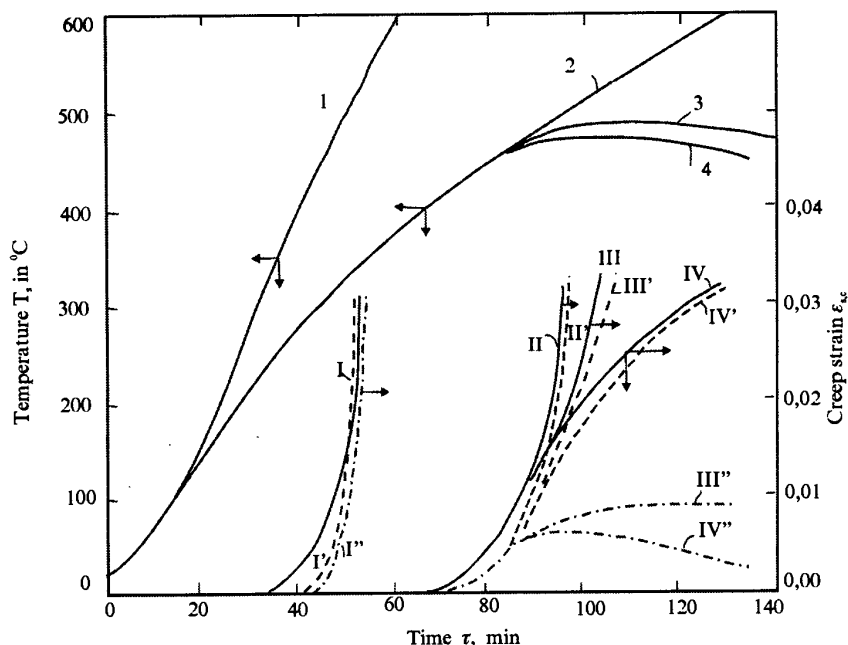


Рис.3.11.Кривые развития деформации ползучести стали АТ-У при режимах прогрева 1,2,3,4 и напряжениях в арматуре $\sigma_s=437,5$ МПа

Условные обозначения:

экспериментальные данные [3.9];

данные расчета на основе кинетического подхода;

данные расчета на основе статического подхода.

Рассмотрение графиков на рис.3.4 показывает, что по мере прогрева по стандартному режиму, деформации растянутой арматуры сначала растут с постоянной скоростью за счет температурного расширения. Затем скорость деформации, за счет развития температурной ползучести, начинает возрастать более интенсивно. При температуре металла выше 350-400°C скорость деформации ползучести резко увеличивается и кривая полной деформации стали приближается к вертикали. Это свидетельствует о том, что прочность нагретого материала исчерпана и об-

разец разрушается. Температура образца, при данном прогреве, соответствующая наступлению той или иной предельной деформации принимается в качестве “критической” температуры материала под нагрузкой.

Аналогично определяется критическая температура нагрева сжатых бетонных образцов (см.рис.3.10). Аналогично с картиной деформации стали под нагрузкой при нагреве, скорость деформации ползучести по мере прогрева быстро растет и на завершающей стадии испытания кривая полной деформации также приближается к вертикали. Это свидетельствует о том, что прочность нагретого бетона исчерпана и образец разрушается.

Практика и многочисленные специальные исследования показывают [3.9, 3.10, 3.15], что режим “стандартного” пожара, используемый при проведении огневых испытаний и расчетах огнестойкости конструкций, не отражает многообразия возможных условий реальных пожарных ситуаций. Опыты показали (см.рис.3.11), что при температурном воздействии на образцы арматурных сталей типа реального пожара, кривые полной деформации $\epsilon_{s,tot}(T)$, в зависимости от скорости нагрева и охлаждения, могут весьма существенно отличаться от аналогичных кривых, полученных при температурном воздействии типа “стандартного” пожара.

В этих условиях кривые полной деформации стали $\epsilon_{s,tot}(T)$ отклоняются от вертикали и при больших скоростях охлаждения будут стремиться к горизонтали.

При температурном воздействии типа реального пожара на бетонные образцы кривые полной деформации $\epsilon_{n,tot}(T)$ в зависимости от скорости нагрева и охлаждения также могут весьма существенно отличаться от аналогичных кривых, полученных при температурном воздействии типа “стандартного” пожара (см.рис.3.12). Кривые суммарной деформации бетона $\epsilon_{n,tot}(T)$, также как и стали, отклоняются от вертикали и при больших скоростях охлаждения стремятся к горизонтали.

Это явление объясняется торможением ползучести, уменьшением ее скорости при окончании фазы прогрева материала и начала фазы его охлаждения в условиях реального пожара, вплоть до полной ее остановки.

Таким образом, строительные материалы весьма специфическим образом реагируют на условия температурного воздействия, отличного от условий “стандартного” пожара. Процессы

деформаций и разрушения материалов строительных конструкций развиваются не только на стадии разогрева, но и на стадии остывания и зависят не только от температуры нагрева, но и времени ее воздействия. Причем доля деформации образцов материалов на стадии их охлаждения в ряде случаев может быть сопоставимо с долей деформации, достигнутой на стадии разогрева.

Предельное состояние материала может быть достигнуто после достижения максимальной температуры нагрева, на ниспадающей ветви температурной кривой пожара, при температурах меньших критических, полученных при “стандартном” пожаре. Неучет этих реально наблюдаемых явлений при расчетах конструкций на огнестойкость может приводить к существенной недооценке опасности реального пожара. В связи с этим возникает необходимость в использовании более общих параметров и характеристик прочности и деформативности материалов, которые позволяют учитывать при расчетах конструкций на огнестойкость не только температуру материала, но и длительность и интенсивность ее воздействия.

Для достижения этой цели, в математической модели, описывающей изменение степени разрушения материала прогреваемой конструкции, его прочности и деформативности, время воздействия пожара должно вводиться как равноправная, независимая переменная [3.9, 3.10, 3.15].

В работах [3.9, 3.10] для описания изменения сопротивления или деформации при пожаре предлагается вместо зависимостей типа “прочность-температура”, использовать кинетические соотношения типа “прочность-температура-время”. В качестве такого рода соотношений могут быть использованы основные соотношения кинетической концепции прочности (ККП) и представления об обобщенных характеристиках прочности и деформативности материалов U_0 и γ [3.14, 3.15].

Например, полную деформацию рабочей арматуры $\varepsilon_{s, \text{tot}}(\tau)$ изгибаемых элементов конструкций при воздействии пожара предлагается определять из следующего соотношения:

$$\varepsilon_{s, \text{tot}}(\tau) = \varepsilon_{s, \sigma}(T) + \varepsilon_{s, \alpha}(\tau) + \varepsilon_{s, \epsilon}(\tau) \quad (3.36)$$

где: $\epsilon_{\text{ст}}$ - упругая деформация арматуры; $\epsilon_{\text{т,а}}$ - температурная деформация арматуры; $\epsilon_{\text{с,с}}$ - деформация ползучести арматуры, определяемая из кинетического соотношения (3.35).

На рис.3.11 приведено сопоставление опытных данных о ползучести стали Ат-У при различных режимах прогрева с результатами расчета этой деформации, полученными двумя способами - с помощью статических соотношений (рис.3.9) и с помощью кинетических соотношений (3.35). Рассмотрение полученных данных свидетельствует о том, что:

- при режиме типа “стандартного” пожара как статические так и кинетические соотношения дают близкое совпадение с опытными данными (см.кривые I, I', I" рис.3.11);

- кинетическое соотношение (3.35) дает хорошее совпадение с опытными данными также и при произвольных режимах прогрева и тем самым позволяет учесть проявления ползучести при переменных скоростях прогрева, характерных для режимов реальных пожаров (см.кривые II и II', III и III', IV и IV' рис.3.11);

- статические зависимости типа, приведенных на рис. 3.9 и 3.10, в силу своей ограниченности условиями стандартного испытания, не могут воспроизвести характер развития деформации ползучести при произвольных режимах пожара и, как видно из сравнения кривых III и III", IV и IV" рис.3.11, приводят к недооценке опасности реального пожара, так как опытная, фактическая ползучесть получается намного выше расчетной.

Таким образом, приведенный пример показывает, что кинетические соотношения типа (3.35) более точно отражают влияние произвольного прогрева на сопротивление материалов конструкций, чем однозначные зависимости типа $\epsilon_{\text{с}}(T)$ на рис.3.9 и 3.10.

Литература к разделу 3

3.1. Мурашев В.И. Основные положения расчета и проектирования железобетонных конструкций в условиях кратковременного и длительного воздействия высоких температур. - В кн.: Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1958, с.176-186.

3.2. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. - М.: Стройиздат, 1988. 143с.

3.3. Яковлев А.И., Ройтман В.М. Огнестойкость строительных конструкций (Учебное пособие). - М.: РИО МИСИ, 1979. - 114с., ил.

3.4. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1986. - 224с., ил.

3.5. Романенко И.Г., Зигерн-Корн В.Н. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов. - М.: Стройиздат, 1984. - 240., ил.

3.6. Pettersson O., Practical Need of Scientific Material Models for Structural Fire Design - General Review. - Fire Safety Journal, 13 (1988), 1-8.

3.7. Harmathy T.Z., Properties of building materials: bases for fire safety design. - Design of Structures Against Fire, London, 1986, 87-104.

3.8. Кошмаров Ю.А., Молчадский И.С., Астапенко В.М., Шевляков А.Н. Термогазодинамика пожаров в помещениях. - М.: Стройиздат, 1988. - 448с.

3.9. Ройтман В.М. Теория расчета конструкций на огнестойкость. Вчерашние стереотипы или новые подходы? - Пожарное дело, №5, 1989, с.8-10.

3.10. Roitman V.M. Consideration of Real Fire Conditions while Calculating the Fire Resistance of Building Structures on the Basis of the Kinetic Approach. - Fire Safety Journal, 16 (1990), 433-442.

3.11. Roitman V.M., Demekhin V.N., Abdul Majeed M.A. A simplified Prediction Method of Real Fire Exposure as a Basis for Analytical Structural Fire Design. - Fire Safety Science - Proceedings of the Third International Symposium. - Elsevier Applied Science, London and New York, 1991, 751-759.

3.12. Magnuson S.E., Thelandersson E. Temperature - Time Curve for the complete Process of Fire Development. A Theoretical

study of Wood Fuel Fires in Enclosed Spaces. Acta Polytechnica Scandinavica Ci 65. Stockholm, 1980.

3.13. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций/ НИИЖБ.-М.: Стройиздат, 1986.-36с.

3.14. Регель В.Р., Слуцкер А.И., Томашевский Э.Е. Кинетическая природа прочности твердых тел.-М: Наука, 1974.-347с.,ил.

3.15. Бетехтин В.И., Ройтман В.М., Слуцкер А.И., Кадомцев А.Г. Кинетика разрушения нагруженных материалов при переменной температуре. -Журнал технической физики, 1998, т.68, №11, с.76-81.

РАЗДЕЛ 4.

ОЦЕНКА ОГНЕСТОЙКОСТИ ПРОЕКТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ СПРАВОЧНОЙ ИНФОРМАЦИИ О ПРЕДЕЛАХ ОГНЕСТОЙКОСТИ



Содержание раздела 4

4.1. Оценка огнестойкости железобетонных конструкций

4.1.1. Общие положения

4.1.2. Примеры оценки

4.2. Оценка огнестойкости каменных конструкций

4.2.1. Общие положения

4.2.2. Примеры оценки

4.3. Оценка огнестойкости несущих металлических конструкций

4.3.1. Общие положения

4.3.2. Примеры оценки

4.4. Оценка огнестойкости несущих деревянных конструкций

4.4.1. Общие положения

4.4.2. Примеры оценки

4.5. Оценка огнестойкости слоистых ограждающих конструкций и других элементов

4.5.1. Общие положения

4.5.2. Примеры оценки

4.6. Оценка огнестойкости проектируемых зданий

4.6.1. Общие положения

4.6.2. Пример оценки огнестойкости жилого здания

4.6.3. Пример оценки огнестойкости производственного здания

4.1. Оценка огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций

4.1.1. Общие положения

1. Справочная информация о фактических пределах огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций приведена в разделе 9.2.1., таблицы 9.2.1-9.2.7.

2. Пределы огнестойкости несущих конструкций приведены для полных нормативных нагрузок с соотношением длительно действующей части нагрузки к полной нагрузке равным 1. Если это отношение равно 0,3, то предел огнестойкости конструкции увеличивается в два раза. Для промежуточных значений этого отношения предел огнестойкости может приниматься по линейной интерполяции.

3. Пределы огнестойкости железобетонных элементов, представленные в табл. 9.2.1-9.2.3, относятся к арматурным стальным классам А-I; А-II; А-Iв; А-IIIв; А-IV; Ат-IV; А-IV; А-V; Ат-V и критической температуре их прогрева при пожаре, равной 500°C.

4. В случаях расположения арматуры в разных уровнях, среднее расстояние до оси арматуры "а" должно быть определено с учетом площадей арматуры ($A_1; A_2...A_n$) и соответствующих расстояний до осей арматуры ($a_1, a_2...a_n$), измеренных от ближайшей из обогреваемых (нижней или боковой) поверхностей элемента, по формуле:

$$a = \frac{A_1 \cdot a_1 + A_2 \cdot a_2 + \dots + A_n \cdot a_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i a_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (4.1)$$

5. Предел огнестойкости статически неопределимых конструкций больше, чем предел огнестойкости статически определимых, если в местах действия отрицательных моментов имеется необходимая арматура.

Отличие критических температур прогрева при пожаре для других классов арматуры следует учитывать, умножая приведенные в табл. 9.2.1-9.2.3 пределы огнестойкости на следующие коэффициенты:

-для перекрытий и покрытий из сборных железобетонных плоских плит сплошных и многопустотных, армированных:

а) сталью класса А-III -коэффициент 1,2;

б) сталями класса А-VI; Ат-VI; Ат-VII; В-I; Вр-I - коэффициент 0,9;

в) высокопрочной арматурной проволокой классов В-II, Вр-II или арматурными канатами класса К-7, коэффициент - 0,8.

4.1.2. Примеры оценки

Пример 1

Определить предел огнестойкости железобетонной плиты перекрытия жилого здания

Дано:

Железобетонная многопустотная плита перекрытия, размером $l=5.9$ м; $b=1.2$ м; $h=0.16$ м (см.рис.4.1). Растянутая арматура кл.АIII, шесть стержней диаметром $d_s = 12$ мм. Бетон тяжелый, класса В15, толщина защитного слоя бетона до низа растянутой арматуры $\delta=0.02$ м.

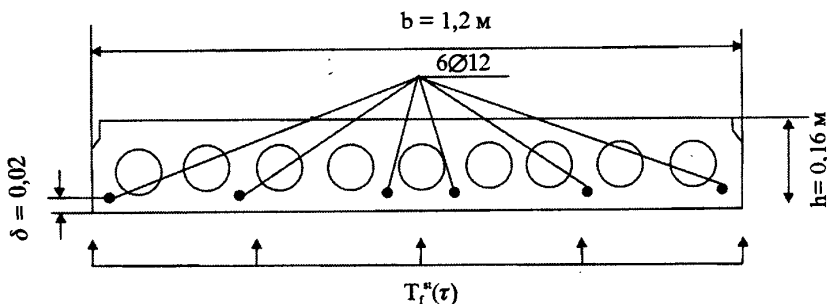


Рис.4.1. Поперечное сечение заданной многопустотной железобетонной плиты перекрытия и принятая схема воздействия пожара на плиту

Решение:

1. Выбираем схему воздействия пожара на заданную плиту. Принимаем одностороннее воздействие пожара на плиту снизу, как самое неблагоприятное, т.к. растянутая арматура в этом случае защищена наименьшим защитным слоем бетона.

2. Выбираем исходную справочную информацию для определения предела огнестойкости заданной плиты, исходя из принятой схемы воздействия пожара.

Выбранной схеме воздействия пожара на плиту соответствует справочная информация, содержащаяся в табл. 9.2.1, разд. 9.

3. Определяем геометрические характеристики заданной плиты, необходимые для определения ее предела огнестойкости:

3.1. По признаку "R" - потере несущей способности

$$a = \delta + 0,5d_s = 0,02 + 0,006 = 0,026 \text{ м.}$$

3.2. По признаку "I" - потере теплоизолирующей способности $h = 0,16 \text{ м.}$

4. Определяем предел огнестойкости заданной плиты

4.1. По признаку "R", согласно табл. 9.2.1 и примечаний 1 и 2 к этой таблице имеем:

$$\text{при } a = 0,026 \text{ м; } \tau_{f,r}(R) = 0,9 \cdot 60 = R54.$$

4.2. По признаку "I", согласно табл. 9.2.1 и примечаний к этой таблице, имеем:

$$\text{при } h = 0,16 \text{ м; } \tau_{f,r}(I) = 0,9 \cdot 180 = I62.$$

Пример 2

Определить предел огнестойкости железобетонной плиты для перекрытия многоэтажных производственных зданий

Дано:

Железобетонная ребристая плита, размерами - $l = 5650 \text{ мм}$, $b = 1485 \text{ мм}$, $h = 300 \text{ мм}$.

Арматура горячекатанная, легированная, периодического профиля кл. А-IV, диаметр $d_s = 24 \text{ мм}$.

Бетон - тяжелый, плотностью $\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$.

Поперечное сечение плиты представлено на рис. 4.2. Толщина защитного слоя бетона до края рабочей арматуры - 25 мм . Ширина ребра плиты - 80 мм .

Решение:

1. Выбираем схему воздействия пожара на рассматриваемую плиту.

Согласно обычной раскладке сборных железобетонных плит, наиболее неблагоприятной схемой воздействия пожара на рассматриваемую плиту является трехстороннее воздействие пожара на сдвоенное ребро двух соседних плит (см.рис.4.3).

2.Выбираем исходную справочную информацию для оценки огнестойкости рассматриваемой плиты.

Так как в наиболее неблагоприятных условиях при воздействии пожара оказываются сдвоенные ребра двух соседних плит (3-х стороннее огневое воздействие), то целесообразно предел огнестойкости рассматриваемой ребристой плиты определять по справочным таблицам (см.табл.9.2.2, разд.9), предназначенным для определения пределов огнестойкости статически определимых свободно опертых балок из тяжелого бетона, нагреваемых с 3-х сторон.

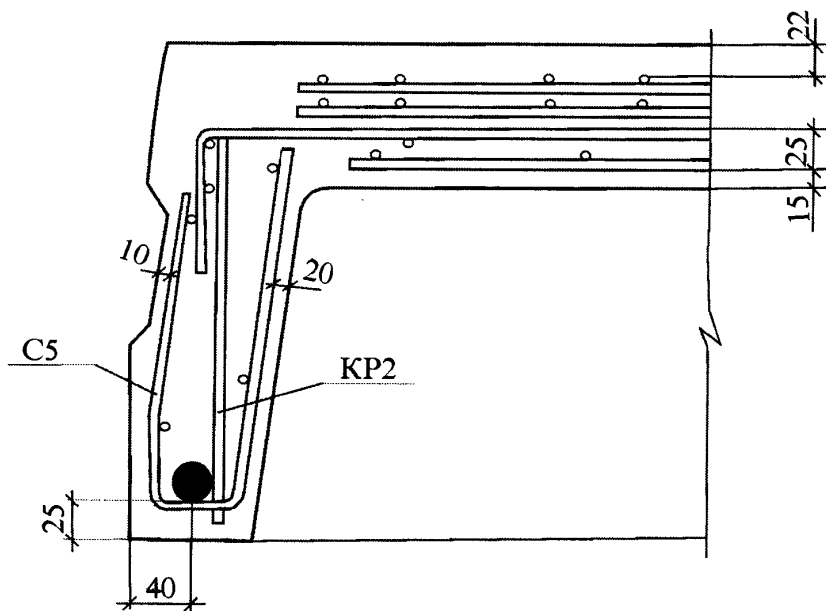


Рис.4.2. Фрагмент поперечного сечения ребристой железобетонной плиты перекрытия (к примеру 1)

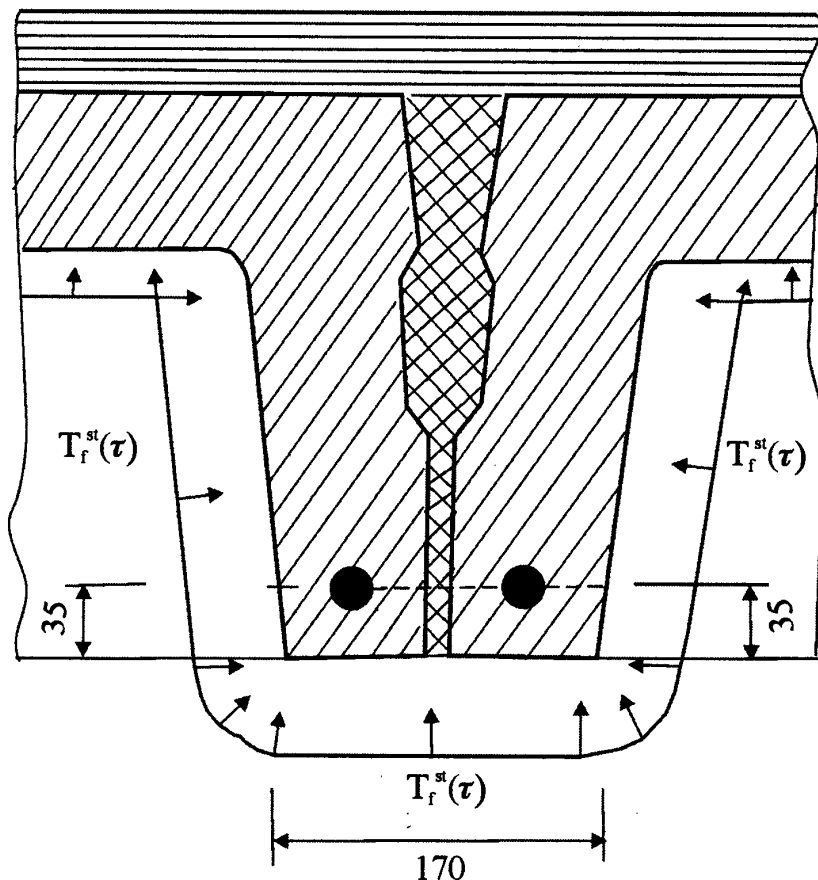


Рис.4.3.Принятая схема воздействия пожара на плиту по примеру и геометрические характеристики, необходимые для оценки ее огнестойкости

3. Определяем геометрические характеристики сдвоенного ребра двух рассматриваемых соседних плит, необходимые для определения предела огнестойкости плиты.

3.1. Ширина сдвоенного ребра двух соседних плит (см.рис.4.3):

$$b = 80 \text{ мм} + 80 \text{ мм} + \delta_{\text{шва}} \approx 170 \text{ мм}$$

3.2. Расстояние до оси рабочей арматуры (см.рис.4.3.)

$$A=25\text{мм}+10\text{мм}=35\text{мм}.$$

4. Определяем искомое значение предела огнестойкости рассматриваемой плиты:

Согласно табл.9.2.2., разд.9, для значения $a=35\text{мм}$ и $b=160\text{мм}$, получаем значение предела огнестойкости рассматриваемой плиты:

$$\tau_{r,t}=R60.$$

Пример 3

Определить предел огнестойкости сборного железобетонного ригеля.

Дано:

Ригель железобетонный, пролетом 9 м, с полками для опирания плит (см.рис.4.4). Рабочая арматура напрягаемая, кл.А-IIIв. Бетон тяжелый. Ширина ригеля в нижней плоскости $b=320\text{мм}$. Расстояние до оси арматуры от нижней поверхности ригеля $a=60\text{мм}$.

Решение:

1. Выбираем схему воздействия пожара на заданную конструкцию.

Выбираем 3-хстороннее воздействие пожара на ригель снизу (см.рис.4.4).

2. Выбираем исходную справочную информацию для определения предела огнестойкости заданной конструкции.

Для заданной конструкции и схеме воздействия пожара наиболее близко подходит справочная информация о пределах огнестойкости статически определимых свободно опертых балок, приведенная в табл.9.2.2, разд.2.

3. Определяем геометрические характеристики заданной конструкции, необходимые для определения ее предела огнестойкости

- ширина ригеля понизу $b=320\text{мм}$

- расстояние от нижней поверхности ригеля до оси рабочей арматуры $a=60\text{мм}$.

4. Определяем предел огнестойкости заданной конструкции.

Согласно табл.9.2.2, разд.9, при $b=320\text{мм}$ и $a=60\text{мм}$, получаем:

$$\tau_{f,t}(R) \geq R120.$$

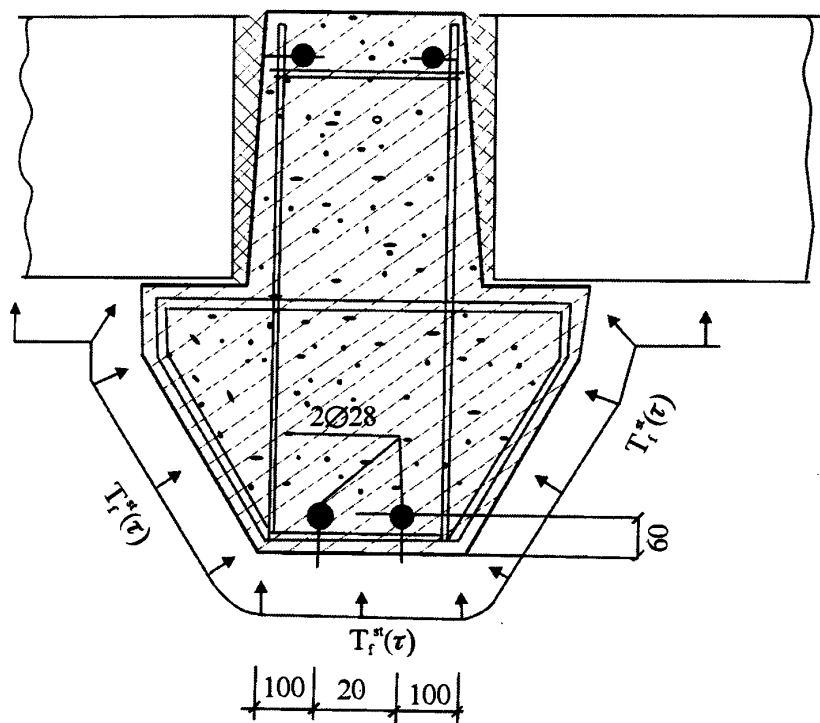


Рис.4.4. Поперечное сечение железобетонного ригеля и принятая схема воздействия пожара на него.

Пример 4

Определить предел огнестойкости железобетонной фермы

Дано:

Сборная, железобетонная, предварительно напряженная стропильная, полигональная ферма, пролетом 18 м. Напрягаемая арматура - горячекатанная сталь периодического профиля, кл.А-IV. Бетон тяжелый.

Решение:

1. Выбираем наиболее уязвимый к воздействию пожара элемент фермы и схему воздействия пожара на этот элемент фермы.

Наиболее уязвимым к воздействию пожара является растянутый элемент нижнего пояса формы. Его поперечное сечение и схема воздействия пожара приведены на рис.4.5.

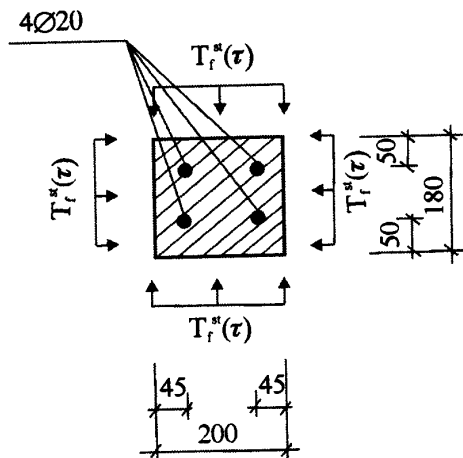


Рис.4.5. Поперечное сечение нижнего пояса заданной железобетонной формы и схема воздействия пожара на этот элемент.

2. Выбираем справочную информацию о пределах огнестойкости железобетонных конструкций, соответствующую рассматриваемому случаю.

Справочная информация о пределах огнестойкости, соответствующая рассматриваемому случаю приведена в табл.9.2.7, разд.9.

3. Определяем искомое значение предела огнестойкости заданной фермы.

При минимальной ширине поперечного сечения элемента $b=180$ мм и расстояния от поверхности элемента до оси рабочей арматуры $a=45$ мм, имеем, согласно табл.9.2.7:

$$\tau_{f,r}(R) = R70.$$

4.2. Оценка огнестойкости каменных конструкций

4.2.1. Общие положения

Пределы огнестойкости каменных конструкций приведены в табл.9.2.8.

Слой штукатурки на поверхности каменных конструкций допускается учитывать в общей толщине конструкции.

4.2.2. Примеры оценки

Пример 1

Определить предел огнестойкости фахверковой стены из кирпича со стальным каркасом.

Дано:

Вариант 1. Стальной каркас стены не защищен от пожара (см.рис.4.6а).

Вариант 2. Стальной каркас размещен в толще стены, при незащищенных от пожара стенках или полках элементов каркаса (см.рис.4.6б).

Вариант 3. Стальной каркас, защищен от пожара слоем штукатурки, толщиной $a=2$ см (см.рис.4.6в).

Вариант 4. Стальной каркас, защищен от пожара облицовкой из кирпича, толщиной 6,5 см (см.рис.4.6г).

Решение:

1. Определяем предел огнестойкости фахверковой стены по вар.1. (см.рис.4.6а):

Согласно п.4а, табл.9.2.8, разд. 9, необходимо обратиться к табл.9.2.9, т.к. огнестойкость фахверковой стены будет определяться поведением при пожаре незащищенного металлического каркаса. В соответствии с п.1, табл.9.2.9, в зависимости от приведенной толщины металла каркаса, предел огнестойкости фахверковой стены будет составлять:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R9 \div R15.$$

2. Определяем предел огнестойкости фахверковой стены по вар.2 (см.рис.4.6 б):

Согласно п.4б, табл.9.2.8, предел огнестойкости фахверковых стен по вар.2 будет равен:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R45.$$

3. Определяем предел огнестойкости фахверковой стены по вар.3 (см.рис.4.6в):

Согласно п.4в, табл.9.2.8, при толщине штукатурки $a=2$ см, предел огнестойкости фахверковой стены будет равен:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R60.$$

4. Определяем предел огнестойкости фахверковой стены по вар.4 (см.рис.4.6г):

Согласно п.4г, табл.9.2.8, при толщине облицовки стального каркаса кирпичом, толщиной $a=6,5$ см, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R150.$$

Таким образом, проведенные в п.п.1-4 определения пределов огнестойкости фахверковых стен с различными размещением металлического каркаса этих стен относительно воздействия пожара (см.рис.4.6а-г), свидетельствуют о том, что ресурс огнестойкости такого рода конструкций определяется огнестойкостью и степенью защищенности от пожара металлического каркаса.

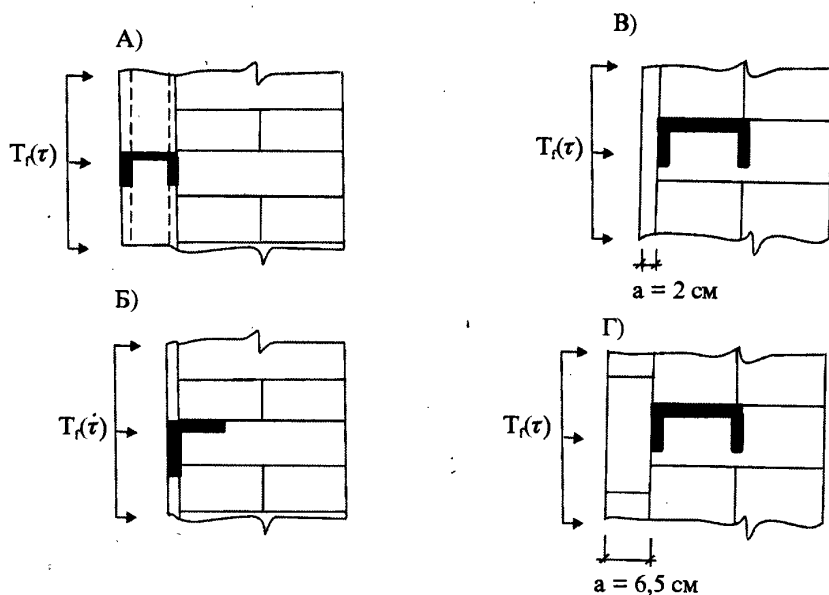


Рис.4.6.Схемы конструкций фахверковых стен и перегородок из кирпича, бетонных и естественных камней при различных вариантах устройства стального каркаса:

- А) незащищенного;
- Б) размещенного в толще стены, при незащищенных стенках или полках;
- В) защищенного слоем штукатурки, $a=2$ см;
- Г) защищенного облицовкой из кирпича, $a=6,5$ см.

4.3. Оценка огнестойкости несущих металлических конструкций

4.3.1. Общие положения

1. Справочная информация о фактических пределах огнестойкости несущих металлических конструкций приведена в разделе 9.2.3, табл.9.2.9.

2. Фактические пределы огнестойкости несущих металлических конструкций по справочным таблицам определяются в зависимости от приведенной толщины металла t_{red} , которая определяется по формуле:

$$t_{red} = \frac{A}{U} \quad (4.2)$$

где: A - площадь поперечного сечения металлической конструкции, см^2 ; U - обогреваемая часть периметра сечения конструкции, см .

3. Поверхности металлических конструкций, примыкающие к плитам, настилам перекрытий и стенам, допускается не учитывать при определении обогреваемой части периметра сечения металлической конструкции при условии, если предел огнестойкости этих конструкций не ниже предела огнестойкости металлической конструкции.

4. Для ферм и других статически определимых конструкций, состоящих из элементов различного сечения, приведенная толщина металла определяется по наименьшему значению из всех нагруженных элементов.

5. При установлении предела огнестойкости металлических конструкций с огнезащитой следует принимать в качестве критической температуры прогрева при пожаре значение температуры 500°C .

4.3.2. Примеры оценки

Пример 1

Определить предел огнестойкости металлической колонны

Дано:

Колонна стальная, в виде составного двутавра, незащищенная.

Геометрические характеристики колонны представлены на рис.4.7.

Решение:

1.Выбираем схему воздействия пожара на заданную конструкцию.

Принимаем, что весь периметр поперечного сечения рассматриваемой колонны в условиях пожара будет подвергаться высокотемпературному воздействию (см.рис.4.7).

2.Выбираем исходную справочную информацию для определения предела огнестойкости заданной конструкции.

Необходимая для решения поставленной задачи, справочная информация содержится в разделе 9.2.3, табл.9.2.9.

3.Определяем значение приведенной толщины металла t_{red} рассматриваемой конструкции из формулы (4.2):

3.1.Определяем площадь поперечного сечения колонны (см.рис.4.7):

$$A = (36 \cdot 1,6) \cdot 2 + (36 \cdot 1,6) = 172,8 \text{ см}^2$$

3.2.Определяем значение обогреваемой части периметра сечения колонны (см.рис.4.7):

$$U = 2[360 + (2 \cdot 16) + (360 - 16)] + (2 \cdot 360) = 219,2 \text{ см.}$$

3.3.Тогда значение приведенной толщины металла колонны t_{red} будет равно:

$$t_{red} = \frac{A}{U} = \frac{1728}{2192} = 0,79 \text{ см.}$$

4.Определяем искомый предел огнестойкости заданной колонны:

Согласно п.1, табл.9.2.9, разд.9.2.3 имеем:

при $t_{red} = 0,79 \text{ см,}$ $\tau_{f,r}^{\phi} = R12.$

Пример 2

Определить предел огнестойкости металлической формы.

Дано:

Металлическая форма, полигональная, двухскатная, пролетом 12 м.

Геометрические характеристики наиболее уязвимого к воздействию пожара элемента формы - нижнего ее пояса - представлены на рис.4.8.

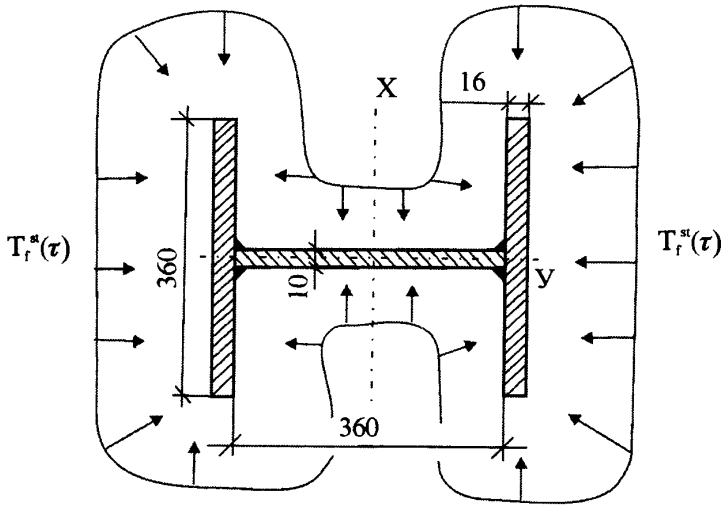


Рис.4.7. Поперечное сечение металлической колонны и схема воздействия на нее температурного режима пожара $T_s^{st}(\tau)$

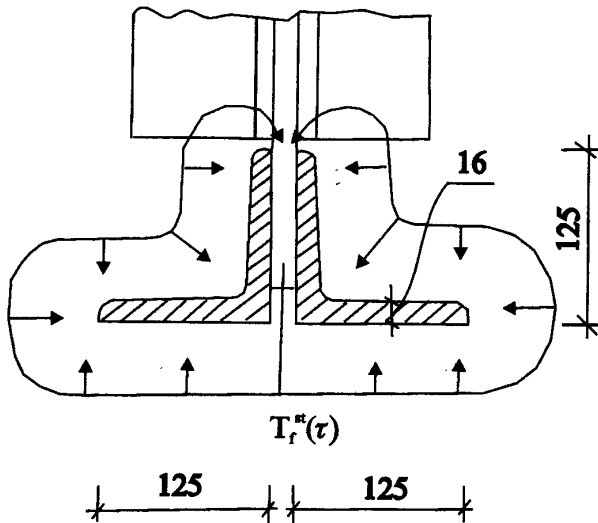


Рис.4.8. Поперечное сечение нижнего пояса металлической формы исхема воздействия на него температурного режима пожара $T_f^{st}(\tau)$

Решение:

1. Выбираем схему воздействия пожара на заданную конструкцию.

Принимаем, что весь периметр сдвоенных металлических уголков поперечного сечения нижнего пояса рассматриваемой фермы будет, в условиях пожара, подвергаться высокотемпературному воздействию (см. рис. 4.8).

2. Выбираем исходную справочную информацию о пределах огнестойкости конструкций, соответствующую рассматриваемому случаю.

Необходимая для решения поставленной задачи справочная информация содержится в табл. 9.2.9, раздела 9.2.3.

3. Определяем значение приведенной толщины металла t_{red} рассматриваемой конструкции.

3.1. Определяем площадь поперечного сечения A нижнего пояса формы (см. рис. 4.8):

$$A = 2 \cdot 37,8 = 75,6 \text{ см}^2.$$

3.2. Определяем значение обогреваемой части периметра поперечного сечения нижнего пояса формы (см. рис. 4.8):

$$U = 12,5 \cdot 4 \cdot 2 \approx 100 \text{ см.}$$

3.3. Определяем значение приведенной толщины металла нижнего пояса формы по формуле (4.2):

$$\tau_{red} = \frac{A}{U} = \frac{75,6}{100} = 0,76 \text{ см.}$$

4. Определяем значение искомого предела огнестойкости заданной формы:

Согласно п. 1, табл. 9.2.9, раздела 9.2.3, имеем:

$$\text{при } t_{red} = 0,76 \text{ см. } \tau_{f,r}^{\phi} = R12.$$

4.4. Оценка огнестойкости несущих деревянных конструкций

4.4.1. Общие положения

1. Справочная информация о фактических пределах огнестойкости несущих деревянных конструкций приведена в табл. 9.2.10, разд. 9.2.4.

2. Металлические соединительные детали деревянных конструкций должны иметь защиту от огня, обеспечивающую требуемый предел огнестойкости конструкции.

3. Предел огнестойкости металлодеревянных конструкций - металлодеревянных брусчатых ферм, деревянных клееных трехшарнирных арок со стальной затяжкой и др. - определяется пределом огнестойкости металлических элементов конструкций (см. разд. 9.2.3).

4.4.2. Примеры оценки

Пример 1

Определить предел огнестойкости деревянного перекрытия

Дано:

Перекрытие деревянное с накатом и штукатуркой по сетке. Толщина штукатурки $a=2\text{см}$.

Решение:

1. Выбираем исходную справочную информацию для определения предела огнестойкости рассматриваемой конструкции.

Рассматриваемому случаю соответствует п.3, табл.9.2.10.

2. Определяем предел огнестойкости заданного деревянного перекрытия.

Согласно п.3, табл.9.2.10, при толщине штукатурки $a=2\text{см}$, имеем: $\tau_{f,r}^{\phi} = R145$.

Пример 2

Определить предел огнестойкости деревянной балки односкатного покрытия складского здания.

Дано:

Пролет балки - $l=9\text{м}$; сечение балки составлено из 16 досок с общей высотой $h=16\cdot4,5=72\text{см}$; ширина балки - $b=14\text{см}$.

Решение:

1. Выбираем исходную справочную информацию для определения предела огнестойкости рассматриваемой конструкции.

Рассматриваемому случаю соответствует п.5, табл.9.2.10.

2. Определяем предел огнестойкости заданной деревянной балки:

Согласно п.5, табл.9.2.10, для балки $l=9\text{ м}$, $h=72\text{см}$, $b=14\text{см}$, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R30.$$

4.5. Оценка огнестойкости слоистых ограждающих конструкций и других элементов

4.5.1. Общие положения

1. Пределы огнестойкости покрытий и перекрытий с подвесными потолками приведены в табл.9.2.11, разд.9.2.5, причем пределы огнестойкости покрытий и перекрытий, имеющих подвесные потолки, устанавливаются как единой конструкции.

2. Пределы огнестойкости слоистых ограждающих конструкций приведены в табл.9.2.12, раздела 9.2.6.

3. Пределы огнестойкости наружных стен из навесных панелей зависят от огнестойкости конструкций, к которым крепятся панели: ригелей, элементов фахверка, перекрытий, что следует учитывать.

4.5.2. Примеры оценки

Пример 1

Определить предел огнестойкости конструкции покрытия с подвесным потолком

Дано:

Конструкция покрытия - стальные балки, по верхнему поясу которых опираются плиты из негорючих материалов.

Конструкция подвесного потолка - каркас из металлических тонкостенных профилей, скрытый; заполнение каркаса - гипсовые декоративные плиты, армированные стекловолокном, перфорированные, площадь перфорации 4,6%; толщина заполнения - $B=0,9$ см.

Решение:

1. Выбираем исходную справочную информацию для определения предела огнестойкости рассматриваемой конструкции.

Необходимая справочная информация для решения поставленной задачи содержится в табл.9.2.11, разд.9.2.5.

2. Определяем искомое значение предела огнестойкости заданной конструкции.

Согласно п.16, табл.9.2.11, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R45.$$

Пример 2

Определить значение фактического предела огнестойкости наружной несущей стены производственного здания.

Дано:

Наружная несущая стена - трехслойная навесная панель с металлическими обшивками, между которыми размещен труднотгораемый утеплитель, толщиной 0,05 м.

Решение:

1. Выбираем исходную справочную информацию о пределах огнестойкости конструкций, соответствующую рассматриваемому случаю.

Необходимая для решения поставленной задачи справочная информация содержится в табл.9.2.12, разд.9.2.6.

2. Определяем искомое значение предела огнестойкости заданной панели:

Согласно п.16, табл.9.2.12, разд.9.2.6, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = E15.$$

4.6. Оценка огнестойкости проектируемых зданий

4.6.1. Общие положения

1. Процедура оценки огнестойкости проектируемых зданий включает в себя:

- установление требуемой степени огнестойкости зданий $D_{f,r}^{mp}$;
- определение значений требуемых пределов огнестойкости $\tau_{f,r}^{mp}$ основных конструкций проектируемого здания;
- определение значений фактических пределов огнестойкости $\tau_{f,r}^{\phi}$ основных конструкций проектируемого здания;
- проверка условия обеспечения противопожарной защиты здания по показателю его огнестойкости из условия:

$$\text{если: } \left(\tau_{f,r}^{\phi} \geq \tau_{f,r}^{mp} \right)_{\text{осн.констр.здания}}, \text{ то } D_{f,r}^{\phi} \text{ соответствует } D_{f,r}^{mp} \quad (4.3)$$

Если условие (4.3) выполняется, то противопожарная защита здания по показателю его огнестойкости обеспечена. Если условие (4.3) не выполняется, то необходимо вернуться к решению вопросов повышения огнестойкости соответствующих конструкций и повторной проверке условия (4.3).

2. Требуемая степень огнестойкости зданий различного назначения определяется в соответствии с требованиями строительных норм и правил и может быть определена по таблицам 9.1.1-9.1.6, разд.9.1.

3. Значения требуемых пределов огнестойкости основных конструкций проектируемых зданий определяются в зависимости от требуемой степени огнестойкости здания по табл.9.1.7, разд.9.1.

4. Примеры оценки огнестойкости проектируемых зданий различного назначения приведены в разделе 4.6.2.

4.6.2. Пример оценки огнестойкости жилого здания

Дано:

Проектируемое жилое здание. Число этажей - 16.

Основные конструкции:

Наружные стены - двухслойные панели, ограждающий слой - керамзитобетон, толщиной 0,30 м; несущей слой - тяжелый бетон, толщиной 0,10 м.

Стены лестничных клеток - кирпичные, толщиной 0,51 м.

Плиты перекрытий - железобетонные, многопустотные, толщиной 0,16 м, защитный слой бетона до оси арматуры - 0,026 м.

Колонны - железобетонные, сечением 0,4х0,4, расстояние до оси арматуры 45 мм.

Балки - железобетонные, шириной 0,16 м, толщина защитного слоя до оси арматуры 0,035 м.

Решение:

1. Определяем требуемую степень огнестойкости проектируемого здания.

Согласно п.1.11 СНиП 2.08.01-89* "Жилые здания" принимаем $D_{f,r}^{np}=1$, т.к. здание имеет число этажей больше 10.

2. Определяем значения требуемых пределов огнестойкости основных конструкций здания:

Согласно табл.4* СНиП 21-01-97* "Пожарная безопасность зданий и сооружений", для $D_{f,r}^{np}=1$, имеем (см.табл.):

Требуемая степень огнестойкости здания $D_{f,r}^{mp}$	Требуемые пределы огнестойкости $\tau_{f,r}^{mp}$ конструкций			
	Несущие элементы	Наружные несущие стены	перекрытия	Стены лестничных клеток
I	R 120	E 30	REI 60	REI 120

3. Определяем значения фактических пределов огнестойкости основных конструкций здания.

3.1. Стены наружные - двухслойные панели: согласно примечания 3 к табл.9.2.6, разд.9

$$\tau_{f,r}^{\phi} = E216.$$

3.2. Стены лестничных клеток: кирпичные, толщиной 0,51 м. Согласно п.1 табл.9.2.8, разд.9, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = REI330$$

3.3. Плиты перекрытий: железобетонные, многопустотные $h=0.16\text{м}$; $a=0.026\text{м}$.

Согласно табл.9.2.1, разд.9 (см. также пример 1 в разд.4.1.2), имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R54.$$

3.4. Колонны железобетонные, сечением 0,4х0,4 м, толщина защитного слоя бетона до оси арматуры $a=45\text{ мм}$.

Согласно табл.9.2.4, разд.9 при $b=400\text{мм}$ и $a=45\text{ мм}$, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R135.$$

3.5. Балки железобетонные, шириной 0,16 м, толщина защитного слоя бетона до оси арматуры 35 мм.

Согласно табл.9.2.2., разд.9, при $b=160\text{мм}$ и $a=35\text{мм}$, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R60.$$

4. Проверяем соответствие запроектированных конструкций здания требованиям СНиП по показателю их огнестойкости (см.табл.):

Наименование конструкций здания	Требуется по СНиП $\tau_{f,r}^{mp}$	Принято по проекту $\tau_{f,r}^{\phi}$	Соответствие требованиям норм
Стены наружные	E 30	E 216	соответствует
Стены лестничных клеток	REI 120	REI 330	соответствует
Плиты перекрытий	REI 60	REI 54	не соответствует
Колонны	R 120	R 135	соответствует
Балки	R 120	R 60	не соответствует

Таким образом, две из запроектированных конструкций (плиты перекрытий и балки) не соответствуют требованиям СНиП по показателю огнестойкость. Необходимо разработать меры по повышению предела огнестойкости этих конструкций.

5. Разработка мер по повышению огнестойкости конструкций, огнестойкость которых не удовлетворяет требованиям норм.

5.1. Повышение огнестойкости железобетонных плит перекрытий - увеличиваем толщину защитного слоя бетона до оси рабочей арматуры на 1 см. Тогда значение $a=0,036$ м.

Определяем значение фактического предела огнестойкости плит перекрытий при $a=0,036$ м.

Согласно табл. 9.2.1, разд. 9, при $a=0,036$ м, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = 0,9 \cdot 90 = R81.$$

5.2. Повышение предела огнестойкости железобетонных балок - чтобы увеличить предел огнестойкости железобетонных балок до R 120, необходимо (см. табл. 9.2.2, разд. 2) увеличить ширину балок b до 200 мм, а толщину защитного слоя бетона до оси арматуры увеличить до 65 мм.

6. Проверяем соответствие требованиям СНиП по показателю огнестойкости конструкции, для которых разрабатывались меры по повышению огнестойкости (см. табл.):

Наименование конструкции	Требуется по нормам m_p $\tau_{f,r}^m$	Принято по проекту $\tau_{f,r}^f$	Соответствие требованиям норм
Плиты перекрытий	REI 60	REI 81	соответствует
Балки	R 120	R 120	соответствует

Общий вывод:

Так как все основные конструкции рассматриваемого проектируемого здания соответствуют требованиям норм по показателю огнестойкости, то фактическая степень огнестойкости $D_{f,r}^f$ рассматриваемого здания также соответствует требуемой степени огнестойкости $D_{f,r}^{m_p} = I$.

4.6.3. Пример оценки огнестойкости производственного здания

Дано:

Здание машиностроительного предприятия. Число этажей - 1. Категория здания по взрывопожарной опасности — “Б” (взрывопожароопасное). Площадь этажа - 2400 м².

Основные конструкции:

Колонны - стальные, в виде составного двутавра, незащищенные (см.рис.4.7).

Несущие элементы покрытия — полигональная, двухскатная металлическая ферма, пролетом 12 м. Конструкцию нижнего пояса этой фермы см на рис.4.8.

Наружные несущие стены — трехслойные навесные панели с металлическими обшивками, утеплитель трудносгораемый, толщиной 5 см.

Решение:

1. Определяем требуемую степень огнестойкости $D_{f,r}^{m_p}$ проектируемого здания.

Согласно табл.1 СНиП 2.09.02-85* “Производственные здания”, принимаем $D_{f,r}^{m_p} = IIIa$, т.к. категория взрывопожарной опасности здания — “Б”, а число этажей - 1 и площадь этажа менее 5200 м².

2. Определяем значение требуемых пределов огнестойкости основных конструкций проектируемого здания.

Согласно табл.4 СНИП 21-01-97* “Пожарная безопасность зданий и сооружений”, для $D_{f,r}^{mp} = IIIa$, имеем 9см.табл.):

Требуемая степень огнестойкости здания $D_{f,r}^{mp}$	Требуемые пределы огнестойкости $\tau_{f,r}^{mp}$ конструкций		
	Несущие элементы (колонны)	Наружные ненесущие стены	Формы, балки, прогоны
IIIa	R 45	E 15	REI 15

3. Определяем значение фактических пределов огнестойкости основных запроектированных конструкций здания.

3.1. Металлические колонны, в виде составного двутавра (см.рис.4.7). Согласно решения примера 1 в разд.4.3.2, для рассматриваемой колонны фактическое значение предела огнестойкости будет равно:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R12.$$

3.2. Металлические фермы. Согласно решения примера 2 в разд.4.3.2, для рассматриваемой формы фактическое значение предела огнестойкости будет равно:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = R12.$$

3.3. Наружные ненесущие стены — трехслойные навесные панели с металлическими обшивками. Согласно решения примера 2, в разд.4.5.2, для рассматриваемой конструкции фактическое значение предела огнестойкости будет равно:

$$\tau_{f,r}^{\phi} = E15.$$

4. Проверяем соответствие требованиям СНИП по показателю огнестойкости основных проектируемых конструкций здания (см.табл.):

Наименование конструкций здания	Требуется по СНиП $\tau_{f,r}^{пр}$	Принято по проекту $\tau_{f,r}^ф$	Соответствие требованиям норм
Металлические колонны	R45	R12	не соответствует
Металлические формы	R15	R12	не соответствует
Наружные несущие стены	E15	E15	соответствует

Таким образом, металлические колонны и металлические фермы проектируемого производственного здания по показателю огнестойкости не соответствуют требованиям СНиП. Необходимо разработать меры по повышению пределов огнестойкости этих конструкций.

5. Разработка мер по повышению огнестойкости конструкций проектируемого здания, огнестойкость которых не соответствует требованиям СНиП.

5.1. Повышение огнестойкости металлических колонн может быть осуществлено с помощью их облицовки разного рода материалами (слой бетона или штукатурки, гипсовые плиты, кирпич), а также с помощью различных вспучивающихся покрытий.

Увеличение предела огнестойкости рассматриваемых металлических колонн до величины R45 может обеспечить:

- слой штукатурки по сетке, толщиной $a=2,5$ см.
- облицовка гипсовыми плитами, толщиной $a=3,0$ см.
- вспучивающимся покрытием типа ВПМ-2, толщиной после высушивания не менее 4 мм.

5.2. Повышение огнестойкости металлических ферм до R45 может быть обеспечено с помощью нанесения вспучивающегося покрытия типа ВПМ-2.

6. Проверяем соответствие требованиям СНиП по показателю огнестойкости конструкций, для которых разрабатывались меры по повышению их огнестойкости (см. табл.):

Наименование конструкций	$\tau_{f,r}^{mp}$	$\tau_{f,r}^{\phi}$	Соответствие требованиям норм
Металлические колонны, с защитой вспучивающимся покрытием ВПМ	R 45	R 45	соответствует
Металлические формы, защищенные вспучивающимся покрытием ВПМ	R 15	R 45	соответствует

Общий вывод:

Так как, в окончательном варианте, все основные конструкции проектируемого производственного здания соответствуют требованиям норм по показателю огнестойкости, то фактическая степень огнестойкости $D_{f,r}^{\phi}$ проектируемого здания также соответствует (согласно выражению 4.3) требуемой степени огнестойкости $D_{f,r}^{mp} = IIIa$.

РАЗДЕЛ 5.

**РАСЧЕТ ПРЕДЕЛОВ ОГНЕСТОЙКОСТИ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**



Содержание раздела 5

5.1. Расчет пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций

5.1.1. Общие положения

5.1.2. Расчет температуры прогрева сечений бетонных и железобетонных конструкций при воздействии "стандартного" пожара

5.1.3. Расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при воздействии "стандартного" пожара

5.1.4. Пример расчета

5.2. Расчет пределов огнестойкости несущих металлических конструкций

5.2.1. Общие положения

5.2.2. Расчет температуры прогрева металлических конструкций при воздействии "стандартного" пожара

5.2.3. Расчет несущей способности металлических конструкций при воздействии "стандартного" пожара

5.2.4. Примеры расчета

5.3. Расчет пределов огнестойкости деревянных конструкций

5.3.1. Общие положения

5.3.2. Решение теплотехнической задачи огнестойкости для деревянных конструкций

5.3.3. Решение прочностной задачи огнестойкости для деревянных конструкций

5.3.4. Примеры расчета

Литература к разделу 5

5.1. Расчет пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций

5.1.1. Общие положения

1. При составлении данного раздела были использованы, учтены и приняты во внимание инструкции, рекомендации и требования по расчету пределов огнестойкости строительных конструкций /5.1; 5.2; 5.3; 5.4; 5.5/.

2. Предел огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций путем расчета может быть определен для двух предельных состояний: R-потере несущей способности и I-потере теплоизолирующей способности.

3. В общем случае для расчета предела огнестойкости бетонной и железобетонной конструкции необходимо решение двух задач:

-Теплотехнической: расчет температур прогрева сечений бетонных и железобетонных конструкций при воздействии “стандартного” пожара.

-Прочностной: расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при воздействии “стандартного” пожара.

Момент времени воздействия пожара τ , при котором несущая способность конструкции $\Phi(\tau)$ снизится до величины действующих на нее усилий от нормативных нагрузок $M_n(N_n)$ и будет равен искомому значению фактического предела огнестойкости конструкции, т.е. $\tau = \tau_{f,r}(R)$ - по признаку “R” - потере несущей способности.

Методы решения теплотехнической задачи огнестойкости приведены в разд.5.1.2.

Методы решения прочностной задачи огнестойкости приведены в разд.5.1.3.

В разд.5.1.4. приведены характерные примеры инженерных решений по оценке огнестойкости железобетонных конструкций путем расчета.

4. Для расчета предела огнестойкости конструкции по признаку “I” - потере теплоизолирующей способности, достаточно решения только теплотехнической задачи: расчета температуры прогрева при пожаре необогреваемой поверхности конструкции. Момент времени воздействия пожара, при котором темпе-

ратура этой поверхности достигнет предельно допустимой, и будет характеризовать предел огнестойкости конструкции по признаку "I".

5.1.2. Расчет температур прогрева сечений бетонных и железобетонных конструкций при воздействии стандартного пожара

1. Данные, необходимые для расчета прогрева сечений бетонных и железобетонных конструкций в рассматриваемых условиях приведены в разд. 9.3.1.

2. При проведении расчетов следует принимать начальную температуру конструкций $T_0 = 20^\circ\text{C}$; температурный режим пожара соответствующим температурному режиму стандартных огневых испытаний на огнестойкость, который описывается выражением:

$$T_f^{st}(\tau) = 345 \lg(480\tau + 1) + T_0 \quad (5.1)$$

где: τ - время воздействия пожара, ч; $T_f^{st}(\tau)$ - температура пожара, воздействующая на конструкцию в момент времени τ .

3. При расчете температур прогрева сечений рассматриваемых конструкций следует учитывать изменение характеристик теплопереноса материалов конструкций (коэффициента теплопроводности - λ , коэффициента удельной теплоемкости c) в зависимости от температуры прогрева.

Коэффициент теплопроводности λ бетона и арматуры [$\text{Вт}/(\text{м}^\circ\text{C})$] допускается определять по формуле:

$$\lambda(T) = A + BT \quad (5.2)$$

Удельную теплоемкость бетона и арматуры [$\text{кДж}/(\text{кг}^\circ\text{C})$] допускается определять по формуле:

$$c(T) = C + DT \quad (5.3)$$

Значения коэффициентов A, B, C, D принимаются по табл. 9.3.2, разд. 9.3.

4. При расчете допускается использовать также приведенные (осредненные) значения коэффициента температуропроводности α_{red} ($\text{м}^2/\text{ч}$), которые определяются по формуле:

$$\alpha_{red} = \frac{3.6\lambda(T = 450^\circ\text{C})}{[c(T = 450^\circ\text{C}) + 0.05w] \rho} \quad (5.4)$$

где: $\lambda(T=450)$, $c(T=450)$ - характеристики теплопереноса материалов конструкций определяемые по формулам (5.2) и (5.3) при $T=450^\circ\text{C}$; w - эксплуатационная влажность бетона, принимаемая по СНиП "Строительная теплотехника" или по табл.9.3.2, разд.9.

5. Температуру бетона и арматуры конструкции, в зависимости от количества ее обогреваемых при пожаре поверхностей и их взаимного расположения, определяют по формуле:

- при одной обогреваемой поверхности:

$$T = 20 + 1200(1 - r_1)^2$$

- при двух параллельных обогреваемых поверхностях:

$$T = 20 + 1200[(1 - r_1)^2 + (1 - r_2)^2]$$

Формула (5.6) применима при $x \leq 0,7h$, где h - расстояние от обогреваемой поверхности конструкции до противоположной.

- при трехстороннем воздействии пожара, когда первая и вторая поверхности конструкций параллельны, а третья им перпендикулярна:

$$T = 1220 - 1200[1 - (1 - r_1)^2 + (1 - r_2)^2][1 - (1 - r_3)^2]$$

- при четырех стороннем огневом воздействии на конструкцию:

$$T = 1220 - 1200[1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2][1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2]$$

- в конструкциях круглого сечения; обогреваемых по всему периметру:

$$T = 20 + 1200 \sqrt{b / (b - x_i) / (1 - r_1)^2} \quad (5.9)$$

$$\text{где: } r_1 = x_i^* / l \leq 1,0 \quad (5.10)$$

где: l - толщина начавшего прогреваться слоя бетона, м:

$$l = \sqrt{12\alpha_{red}\tau} \quad (5.11)$$

x_i^* - параметр, который определяется из следующих выражений:

- при определении температуры прогрева бетона:

$$x_i^* = x_i + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}$$

- при определении температуры прогрева арматуры:

$$x_i^* = Y_i + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 d_s$$

где: x_i - расстояние от рассматриваемой точки сечения бетона до i -ой обогреваемой поверхности, м;

Y_i - расстояние от i -ой обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры, м;

φ_1 и φ_2 - коэффициенты, зависящие от плотности бетона, определяемые по табл.9.3.3., разд.9.3;

d_s - диаметр арматуры, м.

6. Расчет толщин слоев бетона, прогретых до критической температуры за определенное время воздействия “стандартного” пожара производится:

- при одной обогреваемой поверхности конструкции, по формулам:

$$x_1 = r_1 l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} \quad (5.14)$$

$$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{T^{cr} - 20}{1200}} \quad (5.15)$$

где: l - определяют по фор-ле (5.11).

- при двух параллельных обогреваемых поверхностях определяют r_1 по формуле (5.15) и x_1 по формуле (5.14); затем по формуле (5.6) определяют температуру для точки, находящейся на расстояниях от обогреваемых поверхностей равных x_1 и $x_2 = h - x_1$, где h - расстояние между обогреваемыми поверхностями;

- при двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях, внутри угла образованного этими поверхностями, толщина прогретого слоя определяется по формуле:

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - T^{cr}}{1220}}} \quad (5.16)$$

- при трехстороннем обогреве конструкции прямоугольного сечения (первая и вторая обогреваемые поверхности параллельны, расстояние между ними равно “ b ” и перпендикулярны третьей), толщина прогретого слоя δ у третьей обогреваемой поверхности определяется по формулам:

$$r = (b / 2 + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}) / l \leq 1 \quad (5.17)$$

$$w = 1 - 2(1 - r)^2 \quad (5.18)$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T^{cr}}{1220w}} \quad (5.19)$$

$$\delta^{cr} = r_3 \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} \quad (5.20)$$

причем, толщина прогретого слоя у первой и второй обогреваемых поверхностях определяются как для параллельных поверхностей.

- при четырехстороннем воздействии пожара, толщина слоя, прогретого до критических температур, определяется по формулам (5.17)-(5.20); в углах конструкций прямоугольного сечения, при трехстороннем или четырехстороннем прогреве, толщина прогретого слоя определяется по фор-ле (5.16);

- для четырехсторонне обогреваемых конструкций квадратного сечения, площадь материала, ограниченную изотермой $T=T^{cr}$, можно определять по формуле:

$$F = \psi \cdot (2c)^2 \quad (5.21)$$

$$c = h/2 - \delta_c^{cr} \quad (5.22)$$

где: δ_c^{cr} - толщина слоя материала, прогретого до критической температуры у середины боковой поверхности, определяется по фор-ле (5.20); h - размер квадратного сечения; ψ - поправка на дополнительное увеличение толщины прогретого слоя материала в углах сечения.

$$\psi = b/c - 0,2, \text{ но не более } 1 \quad (5.23)$$

$$b = h/2 - \delta_{y_1} \quad (5.24)$$

где: δ_{y_1} - слой прогретой до $T \geq T^{cr}$ в углу сечения, определяемый по фор-ле (5.16).

- для конструкций круглого сечения толщину прогретого слоя определяют путем нахождения r_1 по фор-ле (5.15) и x_1 по фор-ле (5.14); затем по фор-ле (5.9) определяют температуру T для точки, находящейся на расстоянии x_1 от обогреваемой поверхности и температуру T' для точки $x'_1 = 1,2x_1$; толщину слоя бетона, прогретого до T^{cr} вычисляем по формуле:

$$\delta = x_1 + \frac{x'_1 - x_1}{T - T'} (T - T^{cr}) \quad (5.25)$$

7. Расчет толщин защитных слоев бетона, обеспечивающих достижение критических температур прогрева арматуры при пожаре в определенное время воздействия "стандартного" пожара производится по формуле:

$$y_1 = r_1 l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} - \varphi_2 d_s \quad (5.26)$$

где: l - вычисляют по фор-ле (5.11).

При одной обогреваемой поверхности r_1 определяют по фор-ле (5.15), y_1 по фор-ле (5.22) и принимают $\delta_s = y_1$.

8. Расчет времени достижения критической температуры в растянутой арматуре плоских односторонне прогреваемых конструкций производится по формуле:

$$\tau_{f,r} = \frac{1}{12\alpha_{red}} \left(\frac{\delta_s + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 d_s}{1 - \sqrt{\frac{T_{cr} - 20}{1200}}} \right)^2 \quad (5.27)$$

где: δ_s - толщина защитного слоя бетона от обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края растянутой арматуры, м.

Для арматуры одного класса, расположенной на одном или нескольких уровнях, средняя толщина защитного слоя бетона δ_s и средний диаметр растянутой арматуры определяются по формулам:

$$\delta_s = \frac{\sum_{j=1}^n \delta_j \cdot A_{s,j}}{A_s} \quad (5.28)$$

$$d_s = \frac{\sum_{j=1}^n d_{s,j} \cdot A_{s,j}}{A_s} \quad (5.29)$$

где: j - порядковый номер арматурного стержня;

δ_j - толщина защитного слоя бетона для j -го арматурного стержня;

$d_{s,j}$; $A_{s,j}$ - соответственно диаметр и площадь поперечного сечения j -го арматурного стержня.

Площадь всей растянутой арматуры равна:

$$A_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} \quad (5.30)$$

9. Минимальные толщины сплошного бетонного сечения необходимые для обеспечения соответствующего предела огнестойкости по признаку "I" - потеря теплоизолирующей способности определяют:

- для случая свободного теплоотвода в окружающую среду с необогреваемой поверхности по табл.9.3.10 и графикам рис.9.3.1, разд.9.3;

- для случая отсутствия теплоотвода с необогреваемой поверхности по табл.9.3.11.

Первый случай относится к перегородкам, стенам, плитам перекрытий без полов или с полами из несгораемых материалов, температуропроводность которых сопоставима с аналогичной характеристикой основной конструкции.

Второй случай относится к плоским конструкциям, необогреваемая поверхность которых покрыта сгораемыми материалами.

10. Штукатурка, стяжка, засыпка и пол из несгораемых материалов учитываются при определении толщины конструкции.

11. Для многпустотных панелей и плит перекрытий, у которых площадь пустот A_0 составляет не менее 40% полной площади поперечного сечения A , допускается принимать предел огнестойкости по теплоизолирующей способности, как для плит сплошного поперечного сечения с приведенной толщиной равной:

$$h_{red} = \frac{A - A_0}{b} \quad (5.31)$$

где b - ширина плиты.

Если для плиты перекрытия известна нагрузка "р" от собственного веса (кг/м²), то приведенная толщина может быть определена по формуле:

$$h_{red} = \frac{P}{\rho} \quad (5.32)$$

где: ρ - плотность бетона (сухого), кг/м³.

5.1.3. Расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при воздействии "стандартного" пожара

1. Справочные данные, необходимые для расчета несущей способности бетонных и железобетонных конструкций в рассматриваемых условиях приведены в разд.9.3.1.

2. При расчете несущей способности бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать изменение механических свойств бетона и арматуры в зависимости от их

температуры прогрева в результате воздействия пожара, определенной расчетом (см. разд. 5.1.2); возможное изменение расчетной схемы предельного равновесия вследствие температурных деформаций самой конструкции.

3. Расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона R_{bc} и R_{bt} и арматуры R_{sc} и R_{st} для расчета огнестойкости определяются делением нормативных сопротивлений, приведенных СНиП "Бетонные и железобетонные конструкции", на соответствующие коэффициенты надежности - по бетону $\gamma_b = 0,83$, по арматуре $\gamma_s = 0,9$.

4. При расчете несущей способности элементов в условиях пожара, расчетные сопротивления бетона и арматуры для расчета огнестойкости умножаются соответственно на коэффициенты условий работы при пожаре бетона γ_{bt} и арматуры γ_{st} . Значения коэффициентов γ_{bt} и γ_{st} , в зависимости от температуры прогрева материала, определяются по табл. 9.3.4; 9.3.7; 9.3.8, разд. 9.

5. Изменение модулей упругости бетона и арматуры при пожаре учитывается путем их умножения соответственно на коэффициенты β_{bt} и β_{st} , в зависимости от температуры прогрева материала, приведены в табл. 9.3.5; 9.3.9.

6. Допускается принимать для коэффициента условий работы при пожаре γ_{bt} бетона упрощенную аппроксимацию:

$$\begin{aligned} \text{при } T_b \leq T_b^{cr} \cdot \gamma_{bt} &= 1,0 \\ \text{при } T_b > T_b^{cr} \cdot \gamma_{bt} &= 0 \end{aligned} \quad (5.33)$$

Это соответствует допущению о том, что бетон прогретый до температур, не превышающих критическую, не снижает своей прочности, а, при нагреве бетона до температур выше критической полностью выключается из работы.

Значения критических температур прогрева бетонов при пожаре приведены в табл. 9.3.6.

7. Предварительное напряжение арматуры в железобетонных конструкциях полностью теряется при ее прогреве до $T_s \geq 300$ °C.

8. Для изгибаемых свободно опирающихся железобетонных плит, при воздействии пожара снизу, потеря несущей способности конструкции происходит в основном за счет уменьшения сопротивления растянутой арматуры при ее прогреве. При расчете можно пренебречь прогревом сжатой зоны бетона и сжатой арматуры.

Для сплошной свободно опирающейся по двум противоположным сторонам плиты, высоту сжатой зоны бетона при разрушении по нормальному сечению от момента M , определяют по формуле:

$$x = \frac{M - (h_0 - a') \cdot A_s \cdot R_{st}}{bh_0 R_{bc}} \quad (5.34)$$

Значение коэффициента условий работы при пожаре γ_{st} арматуры при выполнении условия $x > 2a'$ определяется по формуле:

$$\gamma_{st} = \frac{M - (a' - 0,5x) A_s \cdot R_{sc}}{(h_0 - 0,5x) A_s \cdot R_{st}} \quad (5.35)$$

Если условие $x > 2a'$ не выполняется, расчет ведется без учета сжатой арматуры плиты.

При отсутствии сжатой арматуры в плите, значение коэффициента условий работы при пожаре γ_{st} арматуры определяется по формуле:

$$\gamma_{st} = \frac{M}{h_0 \cdot A_s \cdot R_{st}} \left(1 - \frac{M}{2bh_0^2 R_{bc}} \right) \quad (5.36)$$

В зависимости от класса арматуры, по табл. 9.3.7 и 9.3.8 определяют значение критической температуры нагрева при пожаре T_s^{cr} этих арматур как функции коэффициента γ_{st} .

По критической температуре прогрева при пожаре арматуры для данного типа конструкций, можно определить: предел огнестойкости конструкции по признаку "R" - потеря несущей способности, используя результаты расчета температуры прогрева арматуры при пожаре (см. разд. 5.1.2) или справочную информацию о прогреве сплошных бетонных плит (см. рис. 9.3.1); толщину защитного слоя бетона, обеспечивающего требуемый предел огнестойкости плиты.

9. Предел огнестойкости многоспустотных свободно опирающихся плит перекрытий и покрытий по признаку "R" - потеря несущей способности, можно принимать как для аналогичных сплошных плит с коэффициентом 0,9.

10. Несущая способность центрально сжатых железобетонных колонн, подвергаемых воздействию пожара с четырех сторон, вычисляется по формулам:

$$\Phi(\tau) = \Phi(R_{st} \cdot \gamma_{st} \cdot A_{st} + R_{st} \cdot A) \quad (5.37)$$

11. Коэффициент продольного изгиба ϕ центрально сжатых колонн квадратного сечения находится по таблице 9.3.9.(Б) в зависимости от расчетной длины колонны l_0 и от размера стороны рабочего (неповрежденного пожаром) сечения $h_0(\tau)$. Расчетную длину принимают: при шарнирном закреплении обоих концов $l_0=l$; при полном защемлении обоих концов $l_0=0,5l$; при полном защемлении одного конца и шарнирно подвижном закреплении другого $l_0=0,7l$.

12. Решение прочностной задачи огнестойкости в общем случае сводится к определению момента времени воздействия пожара τ , при котором будет выполняться условие:

$$\Phi(\tau) \leq M_{pl}(N_{pl}) \quad (5.38)$$

где: $\Phi(\tau)$ - несущая способность конструкции на момент времени τ воздействия пожара; $M_{pl}(N_{pl})$ - соответственно максимальный изгибающий момент, продольное усилие от нормативных нагрузок.

5.1.4. Примеры расчета

Пример 1

Расчет предела огнестойкости железобетонной плиты перекрытия:

- а) по признаку "Р" - потере несущей способности;
- б) по признаку "Т" - потере теплоизолирующей способности.

Дано:

Железобетонная плита перекрытия, многопустотная, свободно опирающаяся по двум сторонам. Размеры сечения: $b=1,2$ м, длина рабочего пролета $l=5,9$ м; высота сечения $h=0,24$ м; толщина защитного слоя бетона до низа растянутой арматуры $\delta=0,02$ м, диаметр пустот $d_n=0,16$ м.

Бетон: тяжелый, класса В15, $R_{bt}=13,25$ МПа, на гранитном заполнителе.

Арматура: растянутая класса Ат-V [$R_{st}=785$ МПа; $R_{st}=785/0,9=872$ МПа]; 2 стержня диаметром 12 мм и два стержня диаметром 14 мм; площадь поперечного сечения $A_s=5,34 \cdot 10^{-4}$ м².

Нагрузка: нормативная $q=6700$ Па, от собственного веса $p=3000$ Па (см.рис.5.1.а).

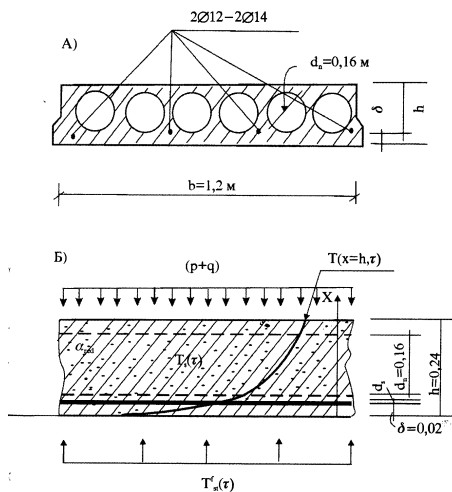


Рис.5.1.К расчету предела огнестойкости железобетонной, многопустотной плиты перекрытия

- А) поперечное сечение плиты
- Б) расчетная схема определения предела огнестойкости плиты

Решение:

1. Определяем значения максимального изгибающего момента в плите:

$$M = \frac{(p+q) \cdot b \cdot l^2}{8} = \frac{(3000 + 6700) \cdot 12 \cdot 5,9^2}{8} = 5,07 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

2. Определяем рабочую высоту сечения плиты
 $h_0 = 0,24 - 0,2 - 0,006 = 0,214 \text{ м}.$

3. Определяем коэффициент условий работы при пожаре $\gamma_{с,т}$ растянутой арматуры.

Используем формулу (5.32), т.к. сжатая арматура в плите отсутствует:

$$\gamma_{с,т} = \frac{M}{h_0 \cdot A_s \cdot R_{st}} \left(1 - \frac{M}{2bh_0^2 R_{st}} \right) =$$
$$= \frac{5,07 \cdot 10^4}{0,214 \cdot 5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 872 \cdot 10^6} \left(1 - \frac{5,07 \cdot 10^4}{2 \cdot 1,2 (0,214)^2 \cdot 13,25 \cdot 10^6} \right) = 0,53$$

4. Определяем значение критической температуры прогрева $T_{с,т}''$ растянутой арматуры плиты:

Согласно табл.9.3.7, разд.9.3 для стали класса Ат-V при $\gamma_{с,т}=0,53$: по интерполяции получаем:

$$T_{с,т}'' = 450 + \frac{0,7 - 0,53}{0,7 - 0,5} \cdot 50 = 492^\circ\text{C}.$$

5. Решаем теплотехническую задачу огнестойкости - проводим расчет времени достижения критической температуры в растянутой арматуре заданной плиты (см.рис.5.16):

5.1. Определяем значение среднего диаметра растянутой арматуры плиты:

Согласно ф-ле (5.29) имеем:

$$d_s = \frac{\sum_{j=1}^n d_{s,j} \cdot A_{s,j}}{A_s} = \frac{2d_{s,1} \cdot A_{s,1} + 2d_{s,2} \cdot A_{s,2}}{A_s} =$$
$$= \frac{0,012 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} + 0,014 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4}}{5,34 \cdot 10^{-4}} = 0,0132 \text{ м}$$

5.2. Определяем значение приведенного коэффициента температуропроводности прогреваемого бетона плиты:

Согласно табл.9.3.2, для тяжелого бетона с крупным заполнителем из силикатных пород ($\rho=2350 \text{ кг/м}^3$) имеем:

$$\alpha_{red} = 0,00133 \text{ м}^2/\text{с}.$$

5.3. Определяем значения коэффициентов φ_1 и φ_2 :

Согласно табл.9.3.3, при $\rho=2350 \text{ кг/м}^3$, имеем:

$$\varphi_1=0,62; \quad \varphi_2=0,5.$$

5.4. Определяем значение предела огнестойкости сплошной железобетонной плиты по признаку "R" - потере несущей способности.

Согласно ф-ле (5.27) имеем:

$$\tau_{f,r} = \frac{1}{12 \cdot \alpha_{red}} \left(\frac{\delta_s + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 d_s}{1 - \sqrt{\frac{T_{с,т}'' - 20}{1200}}} \right)^2 =$$
$$= \frac{1}{12 \cdot 0,00133} \cdot \left(\frac{0,02 + 0,62 \sqrt{0,00133} + 0,5 \cdot 0,0132}{1 - \sqrt{\frac{492 - 20}{1200}}} \right)^2 = 1,092 = R65$$

6. Определяем искомое значение предела огнестойкости заданной пустотной плиты по признаку "R" - потере несущей способности:

Согласно п.9, разд.5.1.3 имеем, что предел огнестойкости многопустотных свободноопирающихся плит перекрытий по признаку "R", можно принимать как для аналогичных сплошных плит с коэффициентом 0,9. Тогда, для рассматриваемого случая:

$$\tau_{f,r}^{ном} = \tau_{f,r} \cdot 0,9 = R65 \cdot 0,9 = R58.$$

7. Определяем искомое значение предела огнестойкости заданной пустотной плиты по признаку "I" - потере теплоизолирующей способности:

7.1. Определяем площадь пустот в плите (см.рис.5.1.а):

$$A_0 = \frac{\pi d_n^2}{4} \cdot 6 = \frac{314 \cdot 0,16^2}{4} \cdot 6 = 0,121 \text{ м}^2.$$

7.2. Определяем приведенную толщину плиты по формуле (5.31):

$$h_{red} = \frac{A - A_0}{b} = \frac{b \cdot h - A_0}{b} = \frac{1,2 \cdot 0,24 - 0,121}{1,2} = 0,14 \text{ м}.$$

7.3. Определяем искомое значение предела огнестойкости для двух вариантов теплоотвода - согласно п.9, разд.5.1.2, плиты:

7.3.1. При свободном теплоотводе - согласно п.9, разд.5.1.2, по табл.9.3.10 получаем:

при $h_{red} = 0,14 \text{ м}$ $\tau_{red} \geq 180$

7.3.2. При отсутствии теплоотвода, согласно п.9, разд.5.1.2, по табл.9.3.11, получаем:

при $h_{red} = 0,14 \text{ м}$ $\tau_{red} \geq 150$

7.3.3. Окончательно принимаем наименьшее из двух полученных значений:

$$\tau_{red}(I) \geq 150.$$

Пример 2

Расчет предела огнестойкости железобетонной колонны по признаку "R" - потере несущей способности.

Дано:

Железобетонная колонна, сечением $0,3 \times 0,3 \text{ м}$, расчетная длина колонны $l_r = 3,60 \text{ м}$.

Нормативная нагрузка на колонну $N_{н1} = 1390 \text{ кН}$.

Бетон: класса В40 ($R_b = 22 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 29 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 34,9 \text{ МПа}$); на гранитном щебне.

Арматура: класса А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$; $R_{st} = 390 \text{ МПа}$; $R_{st} = 433 \text{ МПа}$) четыре стержня диаметром 12 мм и площадью сечения $A_{s,100} = 4,52 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$. Расстояние от края арматуры до поверхности колонны $y = 0,032 \text{ м}$.

Решение:

1. Решаем теплотехническую задачу огнестойкости, применительно к рассматриваемой конструкции - проводим расчет температур прогрева арматуры и бетона колонны в заданный момент времени воздействия стандартного пожара.

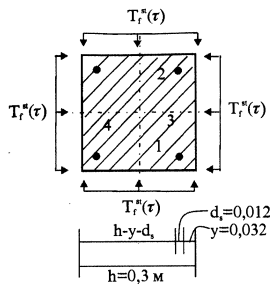


Рис.5.2. Расчетная схема определения предела огнестойкости железобетонной колонны, подвергаемой четырехстороннему воздействию пожара 1,2,3,4 - номера обогреваемых пожаром поверхностей сечения колонны

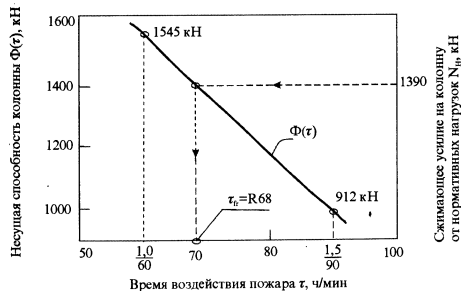


Рис.5.3. График снижения несущей способности колонны в период времени воздействия пожара τ от 60 до 90 мин.

1.1. Выбираем схему температурного воздействия пожара на колонну и расчетные моменты времени его воздействия.

Принимаем четырехстороннее воздействие пожара на колонну (см. рис. 5.2) и рассмотрим его воздействие в момент времени $\tau = 1,5$ ч.

1.2. Определяем значение приведенного коэффициента температуропроводности прогреваемого слоя бетона колонны:

Согласно табл. 9.3.2, для тяжелого бетона на гранитном заполнителе, имеем:

$$\alpha_{red} = 0,00133 \text{ м}^2/\text{с}.$$

1.3. Определяем значения коэффициентов φ_1 и φ_2 :

Согласно табл. 9.3.3., при $\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$, имеем:

$$\varphi_1 = 0,62; \quad \varphi_2 = 0,5.$$

1.4. Определяем температуру прогрева арматуры T , колонны в первый расчетный момент времени воздействия пожара $\tau = 1,5$ ч.

В силу симметричности сечения колонны и воздействия пожара на нее (см. рис. 5.2), рассмотрим один из четырех арматурных стержней, расположенный между обогреваемыми поверхностями "1" и "3". Для расчета используем п. 5, разд. 5.1.2, ф-лы (5.8); (5.10); (5.11); (5.13).

Определяем значения параметра l по формуле (5.11):

$$l = \sqrt{12 \cdot \alpha_{red} \cdot \tau} = \sqrt{12 \cdot 0,00133 \cdot 1,5} = 0,155 \text{ м}.$$

Определяем значение параметров $x_1^* = x_3^*$ и $x_2^* = x_4^*$ по ф-ле (5.13):

$$x_1^* = x_3^* = y + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 \cdot d_s = 0,032 + 0,62 \sqrt{0,00133} + 0,5 \cdot 0,012 = 0,0606 \text{ м}.$$

$$x_2^* = x_4^* = (h - y - d_s) + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 \cdot d_s = (0,3 - 0,032 - 0,012) + 0,62 \sqrt{0,00133} + 0,5 \cdot 0,012 = 0,285 \text{ м}.$$

Определяем значения параметра r по ф-ле (5.10):

$$r_1 = r_3 = \frac{x_1^*}{l} = \frac{0,0606}{0,155} = 0,391.$$

Так как $x_1^* = x_3^* > l$, то, согласно (5.10), принимаем $r_1 = r_3 = 1$.

Определяем значение температуры прогрева арматуры T , при $\tau = 1,5$ ч по ф-ле (5.8):

$$T_r(\tau = 1,5) = 1220 - 1200 \left[1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_3)^2 \right] \left[1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2 \right] = 1220 - 1200 \left[1 - (1 - 0,391)^2 \right] \left[1 - (1 - 0,391)^2 \right] = 745^\circ \text{C}$$

1.5. Определяем площадь бетона колонны, сохраняющего свою прочность в первый расчетный момент времени воздействия пожара $\tau = 1,5$ ч.

Определяем значение критической температуры прогрева бетона колонны. Согласно табл. 9.3.6, для тяжелого бетона на гранитном заполнителе, имеем:

$$T_{kr}^* = 500^\circ \text{C}.$$

Для расчета используем ф-лы (5.16)÷(5.24).

Определяем значение параметра g для середины обогреваемой поверхности по ф-ле (5.17):

$$r = \left(b/2 + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} \right) / l = (0,15 + 0,0226) / 0,155 = 1,1.$$

Так как $r > 1$, то, согласно (5.10), принимаем $r = 1$ и, соответственно, параметр w из ф-лы (5.18) тоже равен $w = 1,0$.

Определяем значение параметра r_3 по ф-ле (5.19):

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T_{kr}^*}{1220w}} = 1 - \sqrt{\frac{1200 - 1220 + 500}{1220}} = 0,373.$$

Определяем значение толщины критически прогретого слоя бетона у середины прогреваемой поверхности по ф-ле (5.20):

$$\delta_r^* = r_3 \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} = 0,373 \cdot 0,155 - 0,0226 = 0,0352 \text{ м}.$$

Определяем значение C по ф-ле (5.22):

$$C = h/2 - \delta_r^* = 0,15 - 0,0352 = 0,115 \text{ м}.$$

Определяем значение параметра g в углу колонны, по ф-ле (5.16):

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - T_{kr}^*}{1220}}} = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - 500}{1220}}} = 0,519.$$

Определяем значение δ_y^{σ} в углу колонны, по ф-ле (5.20):

$$\delta_y^{\sigma} = r \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} = 0,519 \cdot 0,155 - 0,0226 = 0,058 \text{ м.}$$

и, соответственно, определяем значение b по ф-ле (5.24):
 $b = 0,15 - 0,058 = 0,092 \text{ м.}$

Определяем значение поправки ψ по ф-ле (5.23):

$$\psi = b / c - 0,2 = \frac{0,092}{0,115} - 0,2 = 0,6.$$

Тогда рабочая площадь бетона колонны на момент времени воздействия пожара $\tau = 1,5$ ч будет равна по ф-ле (5.21):

$$A = F \cdot (\psi \cdot (2C)^2) = 0,6 \cdot (2 \cdot 0,115)^2 = 0,0317 \text{ м,}$$

а сторона $h_b(\tau = 1,5)$ рабочего сечения бетона будет равна :

$$h_b(\tau = 1,5) = \sqrt{F} = 0,178 \text{ м.}$$

2. Решаем прочностную задачу огнестойкости, применительно к рассматриваемой конструкции - определяем несущую способность колонны в момент времени $\tau = 1,5$ ч воздействия пожара.

2.1. Определяем значение коэффициента продольного изгиба колонны $\varphi(\tau = 1,5 \text{ ч})$, с учетом уменьшения рабочего сечения бетона колонны при воздействии пожара.

Согласно табл. 9.3.9(Б), разд. 9.3 имеем:

при $h_b(\tau = 1,5 \text{ ч}) = 0,178 \text{ м;}$

$$\frac{l}{h_b(\tau = 1,5)} = \frac{36}{0,178} = 20,2; \quad \varphi = 0,81.$$

2.2. Определяем значение коэффициента условий работы при пожаре γ_{st} арматуры колонны при $\tau = 1,5 \text{ ч}$.

Согласно табл. 9.3.7, разд. 9.3., для стали класса А-III имеем: при $T_s(\tau = 1,5 \text{ ч}) = 745^\circ\text{C}$. $\gamma_{st} = 0,10$.

2.3. Определяем несущую способность $\Phi(\tau = 1,5 \text{ ч})$ колонны в момент времени воздействия пожара $\tau = 1,5 \text{ ч}$ по ф-ле (5.37):

$$\Phi(\tau = 1,5) = \varphi(R_{s,II} \cdot \gamma_{s,T} \cdot A_{s,II} + R_{b,II} \cdot A) = 0,81 \cdot$$

$$(433 \cdot 0,1 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} + 34,9 \cdot 0,0317) \cdot 10^6 = 911980 \text{ Н} = 912 \text{ кН}$$

2.4. Проверяем условие наступления предельного состояния колонны по признаку "R" - потере несущей способности на момент времени воздействия пожара $\tau = 1,5 \text{ ч}$ по ф-ле: (5.38):

$$\Phi(\tau = 1,5 \text{ ч}) \leq N_n$$

Условие выполняется, т.к. $912 \text{ кН} < N_n = 1390 \text{ кН}$.

Соответственно, предел огнестойкости рассматриваемой колонны по признаку "R" менее 1,5 часов. Для более точного определения значения предела огнестойкости рассматриваемой колонны принимаем второй расчетный момент времени воздействия пожара $\tau_s = 1,0 \text{ ч}$.

3. Решаем теплотехническую задачу огнестойкости - проводим расчет температур прогрева арматуры и бетона колонны для $\tau = 1,0 \text{ ч}$ воздействия пожара.

Аналогично п.1. решения данной задачи имеем:

$$l = \sqrt{12 \cdot \alpha_{red} \cdot \tau} = \sqrt{12 \cdot 0,00133 \cdot 1,0} = 0,126 \text{ м.}$$

$$x_1^* = x_3^* = 0,0606;$$

$$x_2^* = x_4^* = 1,0$$

$$r_1 = r_3 = \frac{x_1^*}{l} = \frac{0,0606}{0,126} = 0,481$$

$$r_2 = r_4 = 1,0.$$

Температура прогрева арматуры T_s при $\tau = 1,0 \text{ ч}$:

$$T_s(\tau = 1,0) = 1220 - 1200 \left[1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2 \right] \left[1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2 \right] =$$

$$= 1220 - 1200 \left[1 - (1 - 0,481)^2 \right] \left[1 - (1 - 0,481)^2 \right] = 579^\circ\text{C}$$

Площадь бетона колонны, сохраняющего свою прочность в расчетный момент времени воздействия пожара $\tau = 1,0 \text{ ч}$:

Аналогично п.1.5 данного решения имеем:

$$r = \left(\frac{b}{2} + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} \right) / l = (0,15 + 0,0226) / 0,126 = 1,37,$$

т.к. параметр $r > 1$, то, согласно (5.10), принимаем $r = 1,0$ и, соответственно, параметр $w = 1,0$.

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T_{ch}^{cr}}{1220w}} = 1 - \sqrt{\frac{1200 - 1220 + 500}{1220}} = 0,373$$

$$\delta_{cr}^{cr} = r_3 \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} = 0,373 \cdot 0,126 - 0,0226 = 0,0244 \text{ м.}$$

Значение параметра γ в углу колонны:

$$r = 1 - \sqrt{1 - \frac{1220 - T_{ch}^{cr}}{1220}} = 0,519$$

$$\delta_{cr}^{cr} = r \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} = 0,519 \cdot 0,126 - 0,0226 = 0,0428 \text{ м.}$$

$$b = 0,15 - 0,0428 = 0,107 \text{ м.}$$

Тогда рабочая площадь бетона колонны на момент времени воздействия пожара $\tau = 1,0$ ч будет равна:

$$\psi = b/c - 0,2 = \frac{0,107}{0,126} - 0,2 = 0,65$$

$$A = F = \psi (2 \cdot c)^2 = 0,65 (2 \cdot 0,126)^2 = 0,0413 \text{ м}^2.$$

$$h_b(\tau = 1,0) = \sqrt{F} = \sqrt{0,0413} = 0,203 \text{ м.}$$

4. Решаем прочностную задачу огнестойкости-определяем несущую способность колонны на момент времени воздействия пожара $\tau = 1,0$ ч.

4.1. Определяем значение коэффициента продольного изгиба колонны при $\tau = 1,0$ ч.

Согласно табл. 9.3.9 (Б) при

$$\frac{l}{h_b(\tau = 1,0)} = \frac{3,6}{0,203} = 17,7; \quad \varphi = 0,85.$$

4.2. Определяем значение коэффициента условий работы при пожаре γ_{cr} арматуры для $\tau = 1,0$ ч:

согласно табл. 9.3.7, для стали класса А-III имеем:
при $T_s(\tau = 1,0 \text{ ч}) = 579^\circ \text{C}$, $\gamma_{cr} = 0,53$.

4.3. Определяем несущую способность колонны Φ в момент времени воздействия пожара $\tau = 1,0$ ч:

$$\Phi(\tau = 1,0) = \Phi(R_{sa} \cdot \gamma_{cr} \cdot A_{s,ho} + R_{bw} \cdot A) = \\ = 0,85 (433 \cdot 0,53 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} + 34,9 \cdot 0,0413) \cdot 10^6 = 1545099 \text{ Н} = 1545 \text{ кН.}$$

4.4. Проверяем условие наступления предельного состояния колонны по признаку "R"-потере несущей способности на момент времени воздействия пожара $\tau = 1,0$ ч.

$$\Phi(\tau = 1,0 \text{ ч}) = 1545 \text{ кН} > N_n = 1390 \text{ кН,}$$

т.е. несущая способность колонны на $\tau = 1,0$ ч. воздействия пожара больше нормативной нагрузки на колонну.

Это означает, что фактический предел огнестойкости рассматриваемой колонны находится между моментами времени $\tau = 1,0$ ч и $\tau = 1,5$ ч.

4.5. Определяем искомое значение предела огнестойкости-рассматриваемой колонны.

Строим график зависимости несущей способности колонны, от времени воздействия пожара (см. рис. 5.3).

Точка пересечения прямой $\Phi(\tau)$ с уровнем эксплуатационной нагрузки N_n и будет соответствовать наступлению предела огнестойкости колонны $\tau_{cr}(R)$.

Согласно рис. 5.3, при $\Phi(\tau) = N_n$ искомое значение предела огнестойкости колонны равно

$$\tau_{cr}(R) = R68.$$

5.2. Расчет пределов огнестойкости несущих металлических конструкций

5.2.1. Общие положения

1. При составлении данного раздела были использованы, учтены и приняты во внимание инструкции, рекомендации и требования по расчету пределов огнестойкости металлических конструкций, изложенные в работах [5.2; 5.3; 5.4; 5.6; 5.7].

2. Предел огнестойкости металлических конструкций может быть определен путем расчета для двух предельных состояний: R-потере несущей способности и I-потере теплоизолирующей способности.

3. В общем случае для расчета предела огнестойкости металлических конструкций необходимо решение двух задач:

-Теплотехнической: расчет температуры прогрева сечений металлических конструкций при воздействии "стандартного" пожара.

-Прочностной: расчет несущей способности металлических конструкций при воздействии "стандартного" пожара.

Расчет несущей способности металлических конструкций с учетом воздействия пожара сводится к определению значения критической температуры нагрева элемента при пожаре T_{cr}^0 , при которой несущая способность элемента снизится до величины действующих на него усилий. Соответственно, искомое значение фактического предела огнестойкости конструкции будет определяться временем воздействия пожара $\tau = \tau_{cr}$, при котором температура нагрева элемента при пожаре $T_m(\tau)$ достигнет величины T_{cr}^0 .

4. Методы решения теплотехнической задачи огнестойкости для металлических конструкций приведены в разд. 5.2.2.

Методы решения прочностной задачи огнестойкости для металлических конструкций приведены в разд. 5.2.3.

В разд. 5.2.4 приведены характерные примеры инженерных решений по оценке огнестойкости металлических конструкций путем расчета.

5.2.2. Расчет температуры прогрева металлических конструкций при воздействии "стандартного" пожара

1. Температуру металлических конструкций при воздействии пожара принимают равномерно распределенной по сечению элементов вследствие высокой теплопроводности металла.

2. Скорость прогрева металлических элементов конструкции при воздействии "стандартного" пожара, зависит от приведенной толщины металла конструкции δ_{red} , а также толщины и теплофизических свойств огнезащитных покрытий металла (если они имеются).

3. Приведенную толщину металла конструкций, не имеющих огнезащиты, определяют по формуле:

$$\delta_{red} = \frac{A}{U} \quad (5.39)$$

где: A - площадь сечения металлического элемента, мм²; U - обогреваемая часть периметра сечения, мм.

4. Формулы для определения приведенной толщины металла конструкций для различных геометрических форм их сечений приведены в табл. 9.3.13, разд. 9.3.

5. Изменение температуры нагрева T_m элементов стальных конструкций, не имеющих огнезащиты, в зависимости от приведенной толщины металла δ_m и времени воздействия "стандартного" пожара приведены на рис. 9.3.2.

6. При решении теплотехнических задач огнестойкости для металлических конструкций с огнезащитой, приведенная толщина металла определяется с учетом теплофизических свойств и толщины защитного слоя по следующим формулам:

- для прямоугольного пустотелого сечения:

$$\delta_{red} = \frac{ma + nb}{a + b} \quad (5.40)$$

$$\text{где: } m = \frac{\delta_{st}(a - \delta_{st})}{a - \delta_f} - 0,25 \frac{c_f \rho_f}{c_s \rho_s} \cdot \frac{\delta_f^2}{(a + \delta_f)} \quad (5.41)$$

$$n = \frac{\delta_{st}(b - \delta_{st})}{b - \delta_f} - 0,25 \frac{c_f \rho_f}{c_s \rho_s} \cdot \frac{\delta_f^2}{(b + \delta_f)} \quad (5.42)$$

a, b - размеры сторон сечения по стали, мм; δ_{st} - толщина стенки сечения длиной a , мм; δ_{st} - то же длиной b ; δ_f - толщина огнезащитного слоя, мм; c_s, c_f - удельная теплоемкость материала огнезащиты и стали, кДж/(кг·°C); ρ_s, ρ_f - средняя плотность огнезащиты и стали соответственно, кг/м³;

- для круглого кольцевого сечения:

$$\delta_{red} = \delta_s \frac{(d - \delta_s)}{(d - \delta_f)} - 0,25 \frac{c_f \rho_f}{c_s \rho_s} \cdot \frac{\delta_f^2}{(d + \delta_f)} \quad (5.43)$$

где: δ_s - толщина стенки сечения, мм; d - диаметр наружный сечения, мм;

$$\delta_{red} = 0,25 \left(d^2 - \frac{c_f \rho_f}{c_s \rho_s} \right) / (d + \delta_f)$$

- для круглого сплошного сечения:

$$\delta_{red} = 0,25 \left(d^2 - \frac{c_f \rho_f}{c_s \rho_s} \right) / (d + \delta_f) \quad (5.44)$$

Для двутаврового сечения с облицовкой по контуру приведенная толщина полки равна:

$$\delta_{\text{ред}} = \frac{\delta_{\text{пл}}}{2} \quad (5.45)$$

где: $\delta_{\text{пл}}$ - толщина полки, мм.

Для двутаврового сечения с облицовкой коробчатого сечения, приведенная толщина металла определяется как для стержня прямоугольного пустотелого сечения, в котором две стороны являются полками двутавра $\delta_{\text{пл}}$, а две другие стороны принимаются равными половине толщины стенки $\delta_{\text{ст}}/2$.

7. Удельная теплоемкость и теплопроводность различных типов огнезащиты металлических конструкций приведены в табл. 9.3.14, разд. 9.3.

8. Температуры нагрева металлических элементов с различными типами огнезащиты при воздействии "стандартного" пожара, в зависимости от приведенной толщины металла, приведены на рис. 9.3.3-9.3.7, разд. 9.3.

5.2.3. Расчет несущей способности металлических конструкций при воздействии "стандартного" пожара

1. Справочные данные, необходимые для расчета несущей способности металлических конструкций при воздействии пожара приведены в разд. 9.3.2.

2. При расчете несущей способности металлических конструкций, с учетом воздействия пожара, следует руководствоваться положениями, изложенными в соответствующих главах СНиП и других нормативных документах, а также учитывать изменение механических свойств металла от температуры нагрева при пожаре; возможное изменение расчетной схемы конструкции в рассматриваемых условиях.

3. Предел огнестойкости статически определимых конструкций определяется максимальным пределом огнестойкости их элементов.

4. Решение прочностной задачи огнестойкости металлических конструкций сводится к определению момента времени воздействия пожара t , при котором несущая способность конструкции снизится до величины действующей на нее нагруз-

ки (определение предела огнестойкости конструкции по признаку "R").

5. При назначении нагрузок для расчета несущей способности конструкций при пожаре рекомендуется учитывать все постоянные нагрузки и кратковременные нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий, принимая коэффициент перегрузки равным единице. От мостовых и подвесных кранов учитывать только вертикальные составляющие нагрузок от собственного веса.

6. Расчетные сопротивления металла при расчете конструкций на огнестойкость следует умножать на коэффициент условий работы металла при пожаре $\gamma_{\text{м.т.}}$. Расчетные сопротивления металла для расчета предела огнестойкости конструкции определяются путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности γ , т.е.:

$$R_f = \frac{R_n}{\gamma} \quad (5.46)$$

7. Значения коэффициента условий работы при пожаре для центрально-растянутых элементов определяется по формуле:

$$\gamma_{\text{м.т.}} = \frac{N_H}{A_n \cdot R_{\text{н}}} \quad (5.47)$$

где: N_H - растягивающая сила, Н; A_n - площадь сечения элемента, мм^2 ; $R_{\text{н}}$ - нормативное сопротивление (предел текучести стали), Па.

Критическая температура прогрева при пожаре центрально-растянутых элементов определяется по таблице 9.3.12, разд. 9.3, в зависимости от полученного значения коэффициента $\gamma_{\text{м.т.}}$.

8. Значение коэффициента условий работы при пожаре для центрально сжатых элементов определяется из условия:

$$\gamma_{\text{м.т.}} = \frac{N_H}{\varphi_T \cdot A_b \cdot R_{\text{н}}} \quad (5.48)$$

где: φ_T - коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости λ и температуры нагрева элемента при пожаре T , A_b - площадь поперечного сечения элемента, брутто, мм^2 .

$$\begin{aligned} \text{При } \lambda \geq \lambda_{\text{lim}} & \quad \varphi_T = 0.7 / (\lambda / \lambda_{\text{lim}})^2 \\ \text{При } \lambda < \lambda_{\text{lim}} & \quad \varphi_T = 1 - 0.3 (\lambda / \lambda_{\text{lim}})^2 \end{aligned} \quad (5.49)$$

где: λ - гибкость элемента, определяемая по указаниям СНиП "Металлические конструкции"; λ_{lim} - предельная гибкость, вычисляемая по формуле:

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{E_{red} / (0.7 \gamma_{mT} \cdot R_{pl})} \quad (5.50)$$

где: E_{red} - коэффициент, характеризующий деформацию стали при нагреве до температуры T и определяемый по формуле:

$$E_{red} = \frac{R_{pl} \cdot E}{R_{pl} + E \cdot K (T - 20)^2} \quad (5.51)$$

где: E - модуль упругости стали ($E=2,1 \cdot 10^5$ МПа); $K=4 \cdot 10^{-9}$ - для элементов, не имеющих огнезащиты и $K=6 \cdot 10^{-9}$ - для элементов, имеющих огнезащиту.

Для наиболее часто используемых в строительстве марок стали с нормативным пределом текучести 230 и 330 МПа, критическая температура прогрева T_{cr} центрально сжатых элементов могут быть определены по графикам рис., в зависимости от гибкости и величины действующих напряжений.

9. Значение коэффициента условий работы при пожаре для изгибаемых элементов вычисляется из условия прочности:

$$\gamma_{mT} = \frac{M_{II}}{W_{pl} \cdot R_{m}} \quad (5.52)$$

где: M_{II} - изгибаемый момент от нормативных нагрузок, Нм; W_{pl} - пластический момент сопротивления сечения, м³.

Критическая температура прогрева при пожаре изгибаемых элементов определяется по табл.9.3.12, разд.9.3, в зависимости от значения коэффициента γ_{mT} .

5.2.4. Примеры расчета

Пример 3

Расчет фактического предела огнестойкости металлической балки.

Дано:

Металлическая, шарнирноопертая балка, пролетом $l=6$ м; сечение - двутавр, №36; площадь сечения $A=6190$ мм²; высота сечения $h=360$ мм; ширина полки $b_f=145$ мм; толщина стенки $\delta_w=7,5$ мм; $W_{pl}=7,43 \cdot 10^{-4}$ м³;

Нормативное сопротивление стали (по пределу текучести) - 245МПа;

Нагрузка на балку - нормативная, равномерно распределенная $q_n=15$ кН/м.

Решение:

1. Определяем значение максимального изгибающего момента в балке от нормативной нагрузки

$$M_{II} = \frac{q_n \cdot l^2}{8} = \frac{15 \cdot 6^2}{8} = 67,5 \text{ кНм} = 67,5 \cdot 10^3 \text{ Нм.}$$

2. Определяем значение коэффициента условий работы при пожаре γ_{mT} заданной балки:

Согласно ф-лы (5.52) имеем:

$$\gamma_{mT} = \frac{M_{II}}{W_{pl} \cdot R_{m}} = \frac{67,5 \cdot 10^3}{7,43 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^6} = 0,37.$$

3. Определяем значение критической температуры нагрева балки при пожаре.

Согласно табл.9.3.12, в справочном разделе 9.3 имеем: при $\gamma_{mT}=0,37$ $T_{cr}^{\sigma}=575^{\circ}\text{C}$.

4. Определяем значение приведенной толщины металла δ_{red} .

Согласно табл.9.3.13, для балки с нагрузкой по верхней полке, имеем:

$$\delta_{red} = \frac{A}{U - a} = \frac{6190}{1140} = 5,43 \text{ мм.}$$

где: $U - a = 2h - 2\delta_w + 3b_f = 2 \cdot 360 - 2 \cdot 7,5 + 3 \cdot 145 = 1140 \text{ мм.}$

$a=b_f=145 \text{ мм.}$

5. Определяем значение фактического предела огнестойкости рассматриваемой балки.

Согласно рис.9.3.2, справочного раздела 9.3, имеем:

при $\delta_{\text{кр}}=5.43\text{мм}$ критическая температура прогрева балки при воздействии пожара $T_m^{\sigma}=575^{\circ}\text{C}$ будет достигнута в момент времени воздействия пожара равный:

$$\tau = \tau_{f,r} = R9,5.$$

Пример 4

Расчет фактического предела огнестойкости центрально-растянутого металлического элемента

Дано:

Труба стальная 159х8мм, площадь сечения $A=38,30\text{ см}^2$; нормативное сопротивление стали $R_m=265\text{МПа}$; нормативная нагрузка $N_n=330\text{кН}$; условия обогрева - по всему наружному периметру.

Решение:

1. Определяем значение коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{\text{от}}$ заданного элемента.

Согласно ф-лы (5.47), для центрально-растянутых элементов, имеем:

$$\gamma_{\text{от}} = \frac{N_n}{A_n \cdot R_m} = \frac{330 \cdot 10^3}{38,3 \cdot 10^{-3} \cdot 265 \cdot 10^6} = 0,33$$

2. Определяем значение критической температуры нагрева элемента при пожаре.

Согласно табл.9.3.12, в справочном разделе 9.3 имеем: при $\gamma_{\text{от}}=0,33$ $T_m^{\sigma} \approx 610^{\circ}\text{C}$.

3. Определяем значение приведенной толщины металла рассматриваемого элемента.

Согласно табл.9.3.13, справочного раздела 9.3, для рассматриваемого сечения элемента (полное кольцо, обогреваемое повсюду наружному периметру, имеем:

$$\delta_{\text{ред}} = \frac{t(2d-t)}{4d} = \frac{8(2 \cdot 159 - 8)}{4 \cdot 159} = 3,9\text{мм}.$$

4. Определяем значение фактического предела огнестойкости рассматриваемого элемента.

Согласно рис.9.3.2, справочного раздела 9.3, имеем:

при $\delta_{\text{ред}}=3.9\text{мм}$, критическая температура нагрева рассматриваемого элемента $T_m^{\sigma} \approx 610^{\circ}\text{C}$ будет достигнута в момент времени воздействия пожара, равный:

$$\tau = \tau_{f,r} \approx R9.$$

Пример 5

Расчет фактического предела огнестойкости центрально-растянутого металлического элемента, защищенного вспучивающимся покрытием ВПМ-2.

Дано:

Стальная труба (см.предыдущий пример) приведенная толщина металла $\delta_{\text{м}}=3.9\text{мм}$; критическая температура нагрева элемента при пожаре $T_m^{\sigma}=610^{\circ}\text{C}$;

Огнезащита трубы - вспучивающееся покрытие ВПМ-2.

Решение:

Определяем значение фактического предела огнестойкости рассматриваемого элемента, имеющего огнезащиту в виде вспучивающегося покрытия ВПМ-2.

Согласно рис.9.3.7, справочного раздела 9.3, имеем:

при $\delta_{\text{м}}=3.9\text{ мм}$ и $T_m^{\sigma}=610^{\circ}\text{C}$ получаем искомого значение предела огнестойкости:

$$\tau_{f,r} = R50.$$

Пример 6

Расчет фактического предела огнестойкости металлической колонны с огнезащитой.

Дано:

Колонна стальная, коробчатого сечения. Размеры сечения: $a \times b = 200 \times 200\text{мм}$; толщина стенки $\delta_s = \delta_b = 10\text{мм} = \delta$;

Огнезащита колонны - облицовка слоем цементно-песчаной штукатурки; толщина облицовки $\delta_o = 20\text{мм}$.

Критическая температура нагрева колонны при пожаре $T_m^{\sigma} = 500^{\circ}\text{C}$.

Решение:

1. Определяем значения коэффициента удельной теплоемкости облицовки и стали.

Согласно табл.9.3.14, справочного раздела 9.3, имеем:

Цементно-песчаная штукатурка: $\rho_r = 1930\text{ кг/м}^3$;

$c_r(T) = 0.77 + 6.3 \cdot 10^{-4} T$

Сталь: $\rho_s = 7800\text{кг/м}^3$; $c_s(T) = 0.44 + 4.8 \cdot 10^{-4} T$.

2. Определяем усредненные (приведенные) для диапазона температур пожара значения коэффициента удельной теплоемкости колонны и облицовки

- для цементно-песчаной штукатурки:

$$T_{cp}=450^{\circ}\text{C},$$

$$\text{тогда } c_p(T=450)=0,77+6,3\cdot 10^{-4}\cdot 450=1,05 \text{ кДж/(кг}\cdot^{\circ}\text{C)}$$

- для стали:

$$T_{cp}=250^{\circ}\text{C},$$

$$\text{тогда } c_p(T=250)=0,44+4,8\cdot 10^{-4}\cdot 250=0,56 \text{ кДж/(кг}\cdot^{\circ}\text{C)}$$

3. Определяем значения приведенной толщины металла колонны, с учетом наличия огнезащиты:

Согласно ф-лам (5.40) и (5.42) имеем:

$$m = \frac{\delta_s(a-\delta_f)}{a-\delta_f} - 0,25 \frac{C_f \cdot \rho_f}{c_s \cdot \rho_s} \cdot \frac{\delta_f^2}{(a+\delta_f)} = \frac{10(200-10)}{(200-20)} - 0,25 \frac{1,05 \cdot 1930}{0,56 \cdot 7800} \cdot$$

$$\frac{20^2}{(200+20)} = 10,34 \text{ мм}$$

$$n = \frac{\delta_s(b-\delta_f)}{b-\delta_f} - 0,25 \frac{C_f \cdot \rho_f}{C_s \cdot \rho_s} \cdot \frac{\delta_f^2}{(b+\delta_f)} = 10,34 \text{ мм}$$

$$\delta_{int} = \frac{ma+nb}{a+b} = \frac{10,34 \cdot 200 + 10,34 \cdot 200}{200+200} = 10,34 \text{ мм}$$

4. Определяем искомое значение фактического предела огнестойкости рассматриваемой металлической колонны с огнезащитой слоем штукатурки:

Согласно рис.9.3.4, справочного разд.9.3 имеем:

$$\text{при } \delta_{int}=7,8 \text{ мм и } T_m^* = 500^{\circ}\text{C получаем: } \tau_{cr}=R48.$$

5.3. Расчет пределов огнестойкости деревянных конструкций

5.3.1. Общие положения

1. При составлении данного раздела были использованы, учтены и приняты во внимание инструкции, рекомендации, ме-

тодические разработки по расчету фактических пределов огнестойкости деревянных конструкций, изложенные в работах (5.2; 5.3; 5.4; 5.5; 5.6).

2. В общем случае для расчета предела огнестойкости деревянных конструкций необходимо решение двух задач: теплотехнической и прочностной.

3. Решение теплотехнической задачи огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям, заключается:

а) в определении времени τ_f - от начала теплового воздействия пожара до воспламенения древесины конструкции;

б) в определении изменения рабочего сечения деревянной конструкции после воспламенения древесины при пожаре, за счет процесса ее обугливания.

4. Решение прочностной задачи огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям заключается:

а) в определении изменения соответствующих напряжений в расчетных сечениях конструкций от нормативных нагрузок в зависимости от времени горения рабочих сечений деревянной конструкции за счет обугливания древесины после ее воспламенения при пожаре;

б) в проверке условий прочности деревянной конструкции на воздействие соответствующих нормативных нагрузок, с учетом изменения напряжений от этих нормативных нагрузок в зависимости от времени горения древесины; и определения времени τ_r - от начала воспламенения древесины до утраты конструкцией несущей способности.

5. Предел огнестойкости несущих деревянных конструкций определяется выражением:

$$\tau_{f,r}(R) = \tau_f + \tau_r, \quad (5.53)$$

6. Приведенные ниже методы расчета пределов огнестойкости несущих деревянных конструкций относятся к случаю воздействия стандартного режима пожара и не распространяются на элементы каркаса панелей ограждений, выполненных из древесины; на конструкции, несущими элементами которых являются фанера, древесно-волоконистые и древесно-стружечные плиты.

7. Рекомендуемый метод расчета несущих деревянных конструкций на огнестойкость основан на следующих допущениях:

- обугливание древесины конструкции, после ее воспламенения при пожаре, происходит с постоянной скоростью;

- свойства древесины необуглившейся (рабочей) части сечения конструкции одинаковы по всей его площади.

5.3.2. Решение теплотехнической задачи огнестойкости для деревянных конструкций

1. Время от начала теплового воздействия пожара на деревянную конструкцию до начала воспламенения древесины τ , определяется по табл.9.3.17, справочного раздела 9.3, в зависимости от способа огнезащиты конструкции.

2. Изменение рабочего сечения деревянных конструкций за счет обугливания древесины, после ее воспламенения при пожаре, определяется в зависимости от скорости обугливания древесины при воздействии стандартного пожара. Значения скорости обугливания древесины V , в зависимости от размеров сечения конструкции, клееной или цельной древесины, следует принимать по табл.9.3.16, справочного раздела 9.3.

3. При расчете изменения рабочего сечения деревянных конструкций при пожаре следует учитывать схему воздействия пожара на рассматриваемую конструкцию:

- одностороннее воздействие пожара (междустажные деревянные перекрытия);
- трехстороннее воздействие пожара (деревянные балки, деревянные стойки, примыкающие к стенам);
- четырехстороннее воздействие пожара (деревянные колонны, стойки и т.п.).

5.3.3. Решение прочностной задачи огнестойкости для деревянных конструкций

1. Расчетные сопротивления различных сортов древесины для различных напряженных состояний деревянных конструкций, используемые для решения прочностной задачи огнестойкости, приведены в табл.9.3.15, справочного раздела 9.3.

2. Изменение напряжений растяжения $\sigma_n(\tau)$ центрально растянутых элементов, в зависимости от времени их горения при пожаре τ , следует определять из выражения:

$$\sigma_n(\tau) = \frac{N_H}{A_n(\tau)} \quad (5.54)$$

где: N_H - продольная сила от нормативных нагрузок, Н; $A_n(\tau)$ - площадь поперечного сечения элемента, нетто, в зависимости от времени горения при пожаре τ , м².

Время τ , - от начала воспламенения элемента при пожаре до утраты им несущей способности определяется из условия:

$$\text{если: } \sigma_R(\tau) \geq R_R, \text{ то } \tau = \tau_c \quad (5.55)$$

3. Изменение напряжений сжатия $\sigma_{sc}(\tau)$ центрально сжатых элементов, в зависимости от времени их горения при пожаре τ , следует определять:

а) по прочности из условия:

$$\sigma_{sc}(\tau) = \frac{N_H}{A_s(\tau)} \quad (5.56)$$

б) по устойчивости из условия:

$$\sigma_{sc}(\tau) = \frac{N_H}{\varphi(\tau) \cdot A_s(\tau)} \quad (5.57)$$

где: $\varphi(\tau)$ - коэффициент продольного изгиба, определяемый с учетом изменения рабочего сечения элемента в моменты времени τ его горения и в соответствии с положениями СНиП "Деревянные конструкции"; $A_s(\tau)$ - расчетная площадь поперечного сечения элемента, с учетом его обугливания, принимаемая в соответствии с п.4.2 СНиП "Деревянные конструкции".

Время τ , - от начала воспламенения элемента при пожаре до утраты им несущей способности, определяется из условия:

$$\text{если: } \sigma_{sc}(\tau) \geq R_{sc}, \text{ то } \tau = \tau_c \quad (5.58)$$

4. Изменение изгибающих напряжений $\sigma_m(\tau)$ и скалывающих напряжений σ_{sc} изгибаемых элементов, в зависимости от времени τ их горения при пожаре, определяются из выражений:

$$\sigma_m(\tau) = \frac{M_H}{W_n(\tau)} \quad (5.59)$$

$$\sigma_{sc}(\tau) = \frac{Q_H \cdot S_k(\tau)}{J_n(\tau) \cdot b(\tau)} \quad (5.60)$$

где: M_H - изгибающий момент в расчетном сечении от нормативных нагрузок, кН·м; $W_n(\tau)$ - момент сопротивления рабоче-

го сечения элемента, нетто, в зависимости от времени горения при пожаре, м²; Q_H - поперечная сила в расчетном сечении от нормативных нагрузок, кН; $S_b(\tau)$ - статический момент, брутто, в зависимости от времени τ горения расчетного сечения при пожаре, м³; $J_b(\tau)$ - момент инерции расчетного сечения, брутто, в зависимости от времени τ горения расчетного сечения при пожаре, м⁴; $b(\tau)$ - ширина элемента, в зависимости от времени τ его горения при пожаре, м.

Для элементов прямоугольного сечения значения $\sigma_{Hb}(\tau)$ можно определять из выражения:

$$\sigma_{Hb}(\tau) = \frac{15Q_H}{A_b(\tau)} \quad (5.61)$$

Время τ_* - от начала воспламенения древесины элемента при пожаре до утраты им несущей способности определяется из условий:

а) прочности на изгиб
если $\sigma_{Hb}(\tau) \geq R_{Hb}$, то $\tau = \tau_*$ (5.62)

б) прочности на скалывание
если $\sigma_{Hb}(\tau) \geq R_{Hb}$, то $\tau = \tau_*$ (5.63)

5.3.4. Примеры расчета

Пример 7

Расчет значения фактического предела огнестойкости изгибаемого деревянного элемента

Дано:

Двускатная дощатоклееная балка покрытия. Пролет балки $l=15$ м; ширина балки $b=0,17$ м; высота в середине пролета $h_m=1,3$ м; высота на опоре - $0,8$ м; материал - сухие сосновые доски второго сорта.

Опирается шарнирное.

Нормативная нагрузка: суммарная нагрузка от собственного веса балки, собственного веса покрытия, снеговой нагрузки - $q_n=11,5$ кН/м.

Огнезащита балки - отсутствует.

Решение:

1. Определяем время от начала воздействия пожара на балку до воспламенения древесины.

Согласно табл.9.3.17, для древесины без огнезащиты имеем: $\tau_*=4$ мин.

2. Определяем скорость обугливания древесины балки при ее горении.

Согласно табл.9.3.16, для клееной балки с наименьшей стороной $b>120$ мм. имеем: $V=0,6$ мм/мин $=0,6 \cdot 10^{-3}$ м/мин.

3. Принимаем схему воздействия пожара на рассматриваемую балку.

Принимаем к рассмотрению 3-х стороннее воздействие пожара на балку, т.к. при пожаре верхняя поверхность балки закрыта плитами покрытия в течение времени, равного пределу огнестойкости этих плит ($\tau_{Hb} \approx R_{30}$).

4. Определяем расчетные сопротивления древесины балки, работающей на изгиб.

Согласно табл.9.3.15 справочного разд.9.3, для сосны второго сорта имеем:

- расчетное сопротивление на изгиб $R_m=26$ МПа;

- расчетное сопротивление на скалывание вдоль волокон клееной древесины $R_{sk}=1,2$ МПа.

5. Определяем значение изгибающего момента M в сечении балки, наиболее опасного по нормальным напряжениям.

5.1 Определяем положение наиболее опасного по нормальным напряжениям расчетного сечения

$$x = \frac{l \cdot h_m}{2h_p} = \frac{15 \cdot 0,8}{2 \cdot 1,3} = 4,62 \text{ м.}$$

5.2. Определяем высоту балки в расчетном сечении

$$h_p = h_m + 2(h_p - h_m) \cdot x/l = 0,8 + 2(1,3 - 0,8) \cdot 4,62/15 = 1,11 \text{ м.}$$

5.3. Определяем изгибающий момент в расчетном опасном сечении:

$$M_x = \frac{q \cdot x(l-x)}{2} = \frac{11,5 \cdot 4,62(15 - 4,62)}{2} = 276 \text{ кНм.}$$

6. Определяем значение максимальной перерезывающей силы на опоре балки:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{11,5 \cdot 15}{2} = 86,3 \text{ кН.}$$

7. Определяем напряжение изгиба в расчетном сечении балки от изгибающего момента M_i в различные моменты времени воздействия пожара τ , после воспламенения древесины балки ($\tau > \tau_i$).

7.1. Задаемся несколькими последовательными моментами времени горения древесины балки при пожаре - $\tau = 10, 15, 20, 30$ мин.

7.2. Определяем для выбранных моментов времени горения древесины балки при пожаре: размеры рабочего сечения балки $h(\tau)$ и $b(\tau)$, с учетом скорости обугливания древесины; момент сопротивления $W(\tau)$ расчетного сечения балки; соответствующие напряжения изгиба $\sigma_{im}(\tau)$ в расчетном сечении (см. табл.):

Время горения балки при пожаре - τ , мин	$h(\tau) = h_p - V\tau$, м	$b(\tau) = b - 2V\tau$, м	$W(\tau)$, м ³	$\sigma_{im}(\tau)$, МПа
0	1,11	0,17	0,0349	7,9
10	1,104	0,158	0,0321	8,6
15	1,101	0,152	0,0307	8,99
30	1,092	0,134	0,0266	10,36

8. Определяем напряжения скалывания $\sigma_{iq}(\tau)$ в опорном сечении балки в выбранные моменты времени горения древесины при пожаре τ , с учетом уменьшения рабочего сечения балки за счет обугливания (см. табл.):

Время горения балки при пожаре - τ , мин	$h_{on}(\tau)$, м	$b(\tau)$, м	$A(\tau)$, м ²	$\sigma_{iq}(\tau)$, МПа
0	0,8	0,17	0,136	0,952
10	0,794	0,158	0,126	1,027
15	0,791	0,152	0,120	1,079
30	0,782	0,134	0,105	1,233

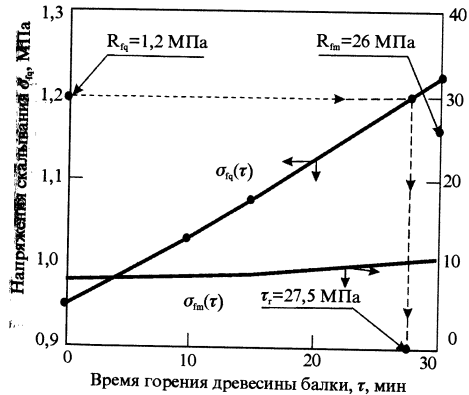


Рис.5.4. Изменение напряжений скалывания $\sigma_{iq}(\tau)$ и изгиба $\sigma_{im}(\tau)$ в расчетных сечениях деревянной балки в зависимости от времени τ ее горения при пожаре

9.Проверяем условие прочности расчетных сечений балки на изгиб и на скалывание, с учетом уменьшения рабочего сечения балки при пожаре за счет обугливания древесины.

9.1.Строим графики изменения напряжений изгиба $\sigma_m(\tau)$ и напряжений скалывания $\sigma_s(\tau)$ в рассматриваемых сечениях балки в зависимости от времени τ горения древесины при пожаре (см.рис.5.4).

9.2.Откладываем на осях ординат графиков на рис.5.4 значения расчетных сопротивлений древесины на изгиб $R_m=26\text{МПа}$ и на скалывание $R_{sc}=1,2\text{МПа}$.

9.3.Рассмотрение полученных графиков на рис.5.4, свидетельствует о том, что при пожаре истощение прочности балки на скалывание происходит раньше, чем истощение прочности балки на изгиб, т.к. $\sigma_s(\tau) \geq R_{sc}=1,2\text{МПа}$ при $\tau_r=27,5$ мин, а $s_{sm}(\tau=30) < R_m=26\text{МПа}$.

Поэтому определение предела огнестойкости балки производим по утрате прочности на скалывание.

10.Определяем время τ_r от начала воспламенения древесины балки до утраты горящей балкой своей несущей способности от усилий скалывания на опоре балки от поперечной силы Q .

Согласно полученной зависимости $\sigma_s(\tau)$ (см.рис.5.4) несущая способность балки от усилий скалывания истощается при пожаре в момент времени горения балки $\tau=\tau_r=27,5$ мин, когда выполняется условие $s_{sc}(\tau)=R_{sc}=1,2\text{МПа}$.

11.Определяем искомое значение фактического предела огнестойкости рассматриваемой балки в соответствии с формулой (5.53):

$$\tau_{f,r}(R) = \tau_f + \tau_r = 4 + 275 = R315.$$

Пример 8

Расчет значения фактического предела огнестойкости сжатого элемента из условия прочности.

Дано:

Деревянная стойка из цельной древесины. Материал стойки - сосна второго сорта. Сечение $b \times h=0,18 \times 0,20$ м. Влажность древесины $>9\%$. Нагрузка на стойку $N_d=500\text{кН}$. Варианты огнезащиты:

- а) без огнезащиты;
- б) огнезащита слоем штукатурки ($\delta=15\text{мм}$);

в) огнезащита вспучивающимся покрытием ВПД (2 слоя).

Решение:

1.Определяем время τ_r от начала теплового воздействия пожара на стойку до воспламенения древесины.

Согласно табл.9.3.17, справочного раздела 9.3 имеем:

- а) для древесины без огнезащиты - $\tau_r=4\text{мин}$;
- б) с огнезащитой слоем штукатурки ($\delta=15\text{мм}$) - $\tau_r=30\text{мин}$;
- в) с огнезащитой вспучивающимся покрытием ВПД (2 слоя) - $\tau_r=8\text{мин}$.

2.Определяем скорость обугливания древесины стойки при горении.

Согласно табл.9.3.16, для стойки с наименьшей стороной сечения $>120\text{мм}$, из цельной древесины:

$$V=0,8\text{мм/мин}=0,8 \cdot 10^{-3} \text{ м/мин}.$$

3.Определяем расчетное сопротивление древесины стойки сжатию.

Согласно табл.9.3.15, имеем для древесины второго сорта $R_k=23\text{МПа}$.

4.Определяем напряжения сжатия $\sigma_k(\tau)$ в стойке от заданной нормативной сжимающей нагрузки N_d , в различные моменты времени воздействия пожара τ , после воспламенения древесины ($\tau > \tau_r$).

4.1.Задаем несколькими последовательными моментами времени горения древесины стойки при пожаре $\tau=20; 30; 40\text{ мин}$.

4.2.Определяем для выбранных моментов времени τ -горения древесины стойки при пожаре размеры сечения стойки $b(\tau)$ и $h(\tau)$, площадь поперечного сечения стойки $A_k(\tau)=b(\tau) \times h(\tau)$; напряжения сжатия в стойке $\sigma_k(\tau)$ (по ф-ле (5.56)), в зависимости от скорости обугливания древесины при пожаре (см.табл.):

Время горения балки при пожаре - τ , мин	$h(\tau)$, м	$b(\tau)$, м	$A_k(\tau)$, м ²	$\sigma_k(\tau)$, МПа
0	0,2	0,18	0,036	13,9
20	0,176	0,156	0,0275	18,21
30	0,164	0,144	0,0236	21,19
40	0,152	0,132	0,0201	24,88

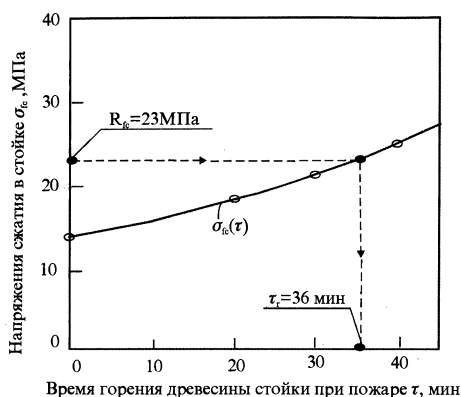


Рис.5.5. Изменение напряжений сжатия $\sigma_k(\tau)$ в сечении деревянной стойки в зависимости от времени τ ее горения в условиях ожара

5. Проверяем условие прочности стойки на сжатие, с учетом уменьшения рабочего сечения стойки при пожаре за счет обугливания древесины при ее горении.

5.1. Строим график изменения напряжений сжатия $\sigma_k(\tau)$ в сечении стойки в зависимости от времени τ горения древесины при пожаре (см.рис.5.5).

5.2. Откладываем на оси координат полученного графика $\sigma_k(\tau)$ значение сопротивления древесины стойки на сжатие $R_k=23$ МПа и проводим из этой точки горизонтальную линию.

5.3. Определяем время τ_k - от начала воспламенения рассматриваемой стойки при пожаре до утраты ею несущей способности по ф-ле (5.55).

Согласно ф-лы (5.55) $\tau=\tau_k$ при $\sigma_k \geq R_k=23$ МПа.

Это условие выполняется (см.рис.5.5) при $\tau=36$ мин $=R_k=23$ МПа, т.е. $\tau=\tau_k=36$ мин.

6. Определяем искомое значение фактического предела огнестойкости $\tau_{ог}$ рассматриваемой стойки по признаку утраты прочности, с учетом заданных вариантов огнезащиты стойки.

Согласно ф-лы (5.53) имеем:

а) при отсутствии огнезащиты

$$\tau_{ф,г}(R) = \tau_f + \tau_g = 4 + 36 = R40.$$

б) с огнезащитой слоем штукатурки ($\delta=15$ мм):

$$\tau_{ф,г}(R) = \tau_f + \tau_g = 30 + 36 = R66.$$

в) с огнезащитой вспучивающимся покрытием ВПД (2 слоя):

$$\tau_{ф,г}(R) = \tau_f + \tau_g = 8 + 36 = R44.$$

Литература к разделу 5

5.1. Яковлев А.И., Олимпиев В.Г., Бушев В.П. и др. Инструкция по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе применения ЭВМ.-М.:ВНИИПО, 1975.-220с.

5.2. Яковлев А.И., Ройтман В.М. Огнестойкость строительных конструкций: Учебн. пособие.-М.:МИСИ им.В.В.Куйбышева, 1979.-114с.

5.3. Ройтман М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве.-М.:Стройиздат, 1985.-590с.,ил.

5.4. Ройтман В.М. Глава XVIII. Огнестойкость строительных конструкций зданий.-В кн.: Инженерные решения по охране труда в строительстве: Справочник строителя.-М.:Стройиздат, 1985, с.247-269.

5.5. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций/НИИЖБ.- М.: Стройиздат, 1986.-40с.

5.6. Зигерн-Корн В.Н., Сорокин В.В., Плетнева Т.Н. Пособие по расчету пределов огнестойкости стальных и деревянных конструкций (дог.№01-0056-90К).-М.: ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко, 1990.-107с.

5.7. Мосалков И.Л., Мальцев Г.В., Фролов А.Ю. Методические указания к выполнению контрольной работы по дисциплине "Здания, сооружения и их поведение в условиях пожара".-М.:ВИПТШ МВД СССР, 1991.-96с.

РАЗДЕЛ 6.**РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ
КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ РЕЖИМА
РЕАЛЬНОГО ПОЖАРА**

Содержание раздела 6

6.1. Общие положения

6.2. Расчет средней температуры среды в помещении во время полного развития и затухания реального пожара

6.3. Расчет температуры прогрева в сечениях бетонных и железобетонных конструкций, нагреваемых по режиму реального пожара

6.4. Расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при огневом воздействии реального пожара

6.5. Расчет остаточной несущей способности железобетонных конструкций при огневом воздействии реального пожара

6.6. Примеры расчета

- Пример 1. Определить температурный режим пожара (время его полного развития и затухания) в заданном помещении (тип 1)
- Пример 2. Определить параметры температурного режима пожара (во время его полного развития и затухания) в заданном помещении (тип 2)
- Пример 3. Определить изменение температуры рабочей арматуры растянутой зоны железобетонной плиты при реальном пожаре в помещении
- Пример 4. Определить изменение температуры рабочей арматуры растянутой зоны железобетонной балки при реальном пожаре в помещении
- Пример 5. Определить изменение температуры арматуры и площадь рабочего сечения бетона железобетонной колонны при реальном пожаре в помещении
- Пример 6. Определить огнестойкость перегородки по признаку потери теплоизолирующей способности при воздействии реального пожара в помещении

Пример 7. Определить огнестойкость железобетонной плиты перекрытия по признаку потери несущей способности при реальном пожаре в помещении

Пример 8. Определить огнестойкость железобетонной балки по признаку потери несущей способности при реальном пожаре в помещении

Пример 9. Определить огнестойкость железобетонной колонны по признаку потери несущей способности при реальном пожаре в помещении

Пример 10. Определить изменение сопротивления бетона в железобетонной конструкции при реальном пожаре в помещении

Пример 11. Определить остаточную несущую способность железобетонной плиты перекрытия при воздействии реального пожара в помещении

Пример 12. Определить остаточную несущую способность железобетонной балки при воздействии реального пожара в помещении

Пример 13. Оценка соответствия модульного комплекса детской поликлиники в г. Салехард требованиям пожарной безопасности по критерию огнестойкости

Пример 14. Определить величину постоянной пожарной нагрузки покрытия здания из легких металлических конструкций (ЛМК)

Литература к разделу 6

6.1. Общие положения

1. При составлении данного раздела были использованы, учтены и приняты во внимание работы [6.1+6.4]. Конструкции должны иметь огнестойкость не менее требуемой СНИП 21-01-97*.

2. Огнестойкость конструкции определяют путем расчета несущей и теплоизолирующей способности при воздействии температурного режима реального пожара. Полученные результаты допускается использовать на стадии проектирования конструкций, реконструкции и перепрофилирования зданий.

3. Огнестойкость конструкции по признаку потери несущей способности равна времени от начала огневого воздействия реального пожара до момента, когда несущей способности конструкции становится недостаточно для восприятия приложенной к ней нормативной нагрузки.

4. При расчете огнестойкости строительной конструкции по потере несущей способности допускается рассматривать составляющие ее элементы как статически определимые.

Можно определять огнестойкость статически неопределимой конструкции в целом, используя для этой цели различные методы расчета. Полученные результаты в этом случае следует согласовать с соответствующими организациями.

5. Для определения несущей способности конструкции в условиях воздействия реального пожара вначале производят расчет средней температуры среды в помещении во время полного развития и затухания реального пожара (разд. 6.2), затем находят распределение температуры по сечению или в отдельных точках сечения конструкции в различные моменты времени воздействия пожара (разд. 6.3), и после этого вычисляют несущую способность конструкции в те же моменты времени с учетом изменения механических свойств прогретых бетона и арматуры (разд. 6.4).

6. Оценка теплоизолирующей способности конструкции, т.е. температуры на ее необогреваемой поверхности в заданный момент времени от начала воздействия реального пожара производится путем расчета средней температуры среды в помещении во время полного развития и затухания реального пожара, и, затем, путем решения теплотехнической задачи прогрева сечения конструкции с учетом условий теплообмена на ее обогреваемых

и необогреваемых поверхностях. Найденная величина температуры необогреваемой поверхности сопоставляется с предельно допустимой.

7. Расчетная средняя температура среды в помещении при реальном пожаре характеризуется:

- нарастанием температуры среды на стадии развития пожара в соответствии с температурно-временной зависимостью $T_{\text{ср}} = T_{\text{ср}}^{\text{н}} \cdot \psi$

где: $T_{\text{ср}}^{\text{н}}(\tau)$ - температура среды в помещении при реальном пожаре на стадии его развития

$T_{\text{ср}}^{\text{н}}(\tau)$ - температура среды при стандартном температурном режиме

ψ - коэффициент режима пожара
- временем наступления максимума температуры на температурной кривой реального пожара $\tau_{\text{м}}$, ч;
- скоростью снижения температуры среды в помещении в фазе затухания пожара $V_{\text{с}}$, °C/ч, относительно $T_{\text{ср}}^{\text{н}}(\tau)$.

8. Параметры температурного режима реального пожара в помещении $\tau_{\text{м}}$, $V_{\text{с}}$ зависят от величины пожарной нагрузки q в помещении, геометрии помещения, природы материалов ограждений помещения, фактора проемности $K_{\text{п}}$.

9. Огнестойкость конструкции по признаку потери несущей способности зависит от принятых нагрузок. В соответствии с [3.13] при расчете конструкций на огнестойкость допускается учитывать лишь нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

10. Нагрузки следует принимать в соответствии с конкретным проектом здания или сооружения, в котором будут применяться конструкции.

11. Для несущих конструкций, которые можно использовать в различных проектах (например, для типовых конструкций), следует рассчитывать огнестойкость либо для различных уровней нагрузок, либо для нагрузки, которая приводит к гарантированному (наименьшему) значению огнестойкости.

12. При указании в документах расчетного значения огнестойкости конструкции следует привести также значения нагрузок, для которых она определена.

6.2. Расчет средней температуры среды в помещении во время полного развития и затухания реального пожара

1. Определить значение средней пожарной нагрузки q (МДж/м²) в помещении по табл. 9.4.6, разд. 9 или с помощью специальных методик определения пожарной нагрузки (см. пример 14 разд. 6.6).

2. Найти по чертежам проекта площадь горизонтальных A_1 и вертикальных A_2 проемов (окон, дверей, ворот) помещения.

3. Определить площадь поверхности ограждений помещения A_3 .

4. Найти среднюю высоту вертикальных проемов H .

5. Вычислить значение коэффициентов проемности K_1 для вертикальных проемов по формуле:

$$K_1 = (A_2 \cdot \sqrt{H}) / A_3 \quad (6.1)$$

6. Определить значение коэффициента K_2 по формуле:

$$K_2 = (A_1 \cdot \sqrt{H_1}) / (A_2 \cdot \sqrt{H}) \quad (6.2)$$

где: H_1 - средневзвешенное расстояние от плоскости горизонтальных проемов до середины вертикальных проемов.

7. Найти значение коэффициента f_2 в зависимости от K_2 (по табл. 9.4.10 разд. 9).

8. Определить значение коэффициента f_1 (по табл. 9.4.11 разд. 9).

9. Определить значение приведенного коэффициента проемности по формуле:

$$K_1^{np} = f_1 \cdot f_2 \cdot K_1 \quad (6.3)$$

10. Вычислить приведенную пожарную нагрузку по формуле:

$$q^{np} = f_1 \cdot q \quad (6.4)$$

11. Определить значение коэффициента режима пожара ψ по формуле:

$$\psi = 1,37 - \frac{150 K_1^{np} - 0,65}{(K_1^{np})^2 \cdot 10^4} \quad (6.5)$$

12. Определить значение времени наступления максимальной температуры среды при пожаре в помещении τ_m (ч) по формуле:

$$\tau_m = \frac{q^{np}}{8318 K_1^{np} - 4021 (K_1^{np})^2} \quad (6.6)$$

13. Определить значение скорости снижения температуры среды в помещении при реальном пожаре во время фазы его затухания V_t по формуле:

$$V_t = \frac{98000 K_1^{np} - 1500}{q^{np}} \quad (6.7)$$

14. Значений параметров ψ , τ_m , V_t достаточно для последующего расчета температуры в сечениях бетонных и железобетонных конструкций, обогреваемых по температурному режиму реального пожара (см. разд. 6.3).

При необходимости с помощью этих параметров можно непосредственно вычислить значения температуры среды $T'(\tau)$ в помещении в заданные моменты времени пожара из выражений:

$$\begin{aligned} \text{при } \tau < \tau_m: T'(\tau) &= \psi \cdot T_p'(\tau) = \psi 3451 \lg(480\tau + 1) + T_0 \\ \text{при } \tau \geq \tau_m: T'(\tau) &= \psi \cdot T_p'(\tau) - V_t (\tau - \tau_m) \end{aligned} \quad (6.8)$$

15. Примеры определения параметров режима реального пожара и значений температуры среды в помещении во время полного развития и затухания реального пожара приведены в разд. 6.6.

6.3. Расчет температуры прогрева в сечениях бетонных и железобетонных конструкций, обогреваемых по температурному режиму реального пожара

1. Температурные поля в сечениях конструкций для случая воздействия реального пожара наиболее точно определяются конечно-разностными или конечно-элементным расчетом. Подобные расчеты следует проводить с помощью ЭВМ.

2. Расчеты температурных полей конструкций для случая воздействия реального пожара можно производить с использованием принципа суперпозиции. В этом случае действие реального пожара можно представить в виде нескольких тепловых источников на стадии нарастания температуры среды (положи-

тельный источник) и на стадии остывания (отрицательный источник). Действие на конструкцию реального пожара будет являться суммой действия этих источников.

3. При проведении расчетов температурных полей в сечениях конструкций для случая воздействия реального пожара на основе принципа суперпозиции следует рассматривать отдельно две основные стадии развития реального пожара - восходящую и ниспадающую ветви температурной кривой реального пожара.

4. Тепловой источник на стадии развития реального пожара определяется по формуле:

$$\text{при } 0,8 \leq \psi \leq 1,4; \quad \Theta_{\text{в}}^* = 542\psi^2 + 275\psi + 403 \quad (6.9)$$

5. Тепловой источник на стадии затухания реального пожара представляется в виде температуры среды, снижающейся по линейному закону со скоростью $V_{\text{с}}$ °C/мин, относительно температуры среды первой стадии пожара, при $t \geq t_{\text{с}}$.

6. При расчете следует учитывать, что с изменением температуры изменяются теплотехнические характеристики бетона и арматуры, а также влияние на них влажности бетона.

Коэффициент теплопроводности λ Вт/(м°С) бетонов и арматуры допускается определять по формуле:

$$\lambda(\bar{T}) = A + B \cdot \bar{T} \quad (6.10)$$

Удельную теплоемкость КДж/(кг°С) бетонов и арматуры допускается принимать по формуле:

$$c(\bar{T}) = C + D \cdot \bar{T} \quad (6.11)$$

Значения коэффициентов A , B , C , D принимаются по табл. 9.3.2 разд. 9. Для арматуры допускается принимать температуру одинаковой по ее сечению.

7. При теплотехнических расчетах, не использующих конечно-разностные или конечно-элементные методы, допускается использовать в расчетах приведенный (осредненный) коэффициент температуропроводности $\alpha_{\text{ред}}$ м²/с, определяемый по формуле:

$$\alpha_{\text{ред}} = \frac{3,6\lambda(\bar{T})}{[c(\bar{T}) + 0,05w] \rho} \quad (6.12)$$

где: $\lambda(\bar{T})$; $c(\bar{T})$ - коэффициент теплопроводности и удельная теплоемкость бетона, вычисляются по ф-лам (6.10) и (6.11) при температуре осреднения $T = 450^\circ\text{C}$.

W - эксплуатационная (массовая) влажность бетона, %, принимаемая по приложению 3, СНиП "Строительная теплотехника".

8. Для определения температуры в сечениях плоских конструкций и конструкций прямоугольного и круглого сечения необходимо определить значения следующих величин:

- в бетоне

$$x_i^* = x_i + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{\text{ред}}} \quad (6.13)$$

где: x_i - расстояние, м, от рассматриваемой точки сечения до i -ой обогреваемой поверхности;

для точек i -ой обогреваемой поверхности $x_i = 0$;

φ_1 - коэффициент, ч^{0,5}, зависящий от плотности бетона, принимается по табл. 9.3.3 разд. 9.

- для арматуры величина x_i^* составит:

$$x_i^* = y_i + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{\text{ред}}} + \varphi_2 d_s \quad (6.14)$$

где: y_i - расстояние, м, от i -ой обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры;

φ_2 - коэффициент, зависящий от плотности бетона, принимается по табл. 9.3.3 разд. 9;

d_s - диаметр арматуры, м.

9. Затем определяют относительные расстояния:

$$r_i = x_i^* / l \leq 1 \quad (6.15)$$

где l - толщина, м, начавшегося прогреваться слоя бетона;

$$l = \sqrt{12\alpha_{\text{ред}} \cdot \tau} \quad (6.16)$$

τ - время обогрева конструкции, ч.

10. Температуру бетона и арматуры в стадии разогрева в зависимости от количества обогреваемых поверхностей и их взаимного расположения определяют по формулам:

- при одной обогреваемой поверхности:

$$T_h = 20 + (\Theta_{\text{в}}^* - 20)(1 - r_i)^2 \quad (6.17)$$

(Формула применима при $x_i \leq 0,7h$, где h - расстояние от обогреваемой поверхности до противоположащей ей поверхности);

-при двух параллельных обогреваемых поверхностях:

$$T_h = 20 + (\Theta_h^* - 20) \left[(1-r_1)^2 + (1-r_2)^2 \right] \quad (6.18)$$

- при двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях:

$$T_h = \Theta_h^* - (\Theta_h^* - 20) \left[1 - (1-r_1)^2 \right] \left[1 - (1-r_2)^2 \right] \quad (6.19)$$

- при трехстороннем огнем воздействием, когда первая и вторая обогреваемая поверхности параллельны, а третья им перпендикулярна (6.20):

$$T_h = (\Theta_h^* - 20) - (\Theta_h^* - 20) \left[1 - (1-r_1)^2 - (1-r_2)^2 \right] \left[1 - (1-r_3)^2 \right]$$

-при четырехстороннем огнем воздействием на конструкцию (взаимно параллельны первая и вторая, третья и четвертая обогреваемые поверхности) (6.21):

$$T_h = \Theta_h^* - (\Theta_h^* - 20) \left[1 - (1-r_1)^2 + (1-r_2)^2 \right] \left[1 - (1-r_3)^2 + (1-r_4)^2 \right]$$

Если для рассматриваемой точки $x_i \geq l$; то $r_i = 1$; $[1 - (1-r_i)^2] = 1$, т.е. i -я обогреваемая поверхность не оказывает влияния на температуру в рассматриваемой точке.

В конструкциях круглого сечения, обогреваемых по всему периметру:

$$T_h = 20 + (\Theta_h^* - 20) \sqrt{b / (b - x_i)} / (1 - r_i)^2 \quad (6.22)$$

где: b - радиус сечения (м).

11. Температуру бетона и арматуры в стадии затухания пожара (фаза охлаждения) определяют по формуле:

-при одной обогреваемой поверхности и при двух параллельных обогреваемых поверхностях:

$$\text{при } \tau \geq \tau_m; \quad T_c = -\Theta_c \frac{V_c \cdot h^2}{\alpha_{red}} \quad (6.23)$$

-при двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях и при трехстороннем огнем воздействии, когда первая и вторая поверхности параллельны, а третья им перпендикулярна, а также четырехстороннем огнем воздействием:

$$T_c = - \left(\Theta_{c,1} \frac{V_c h_1^2}{\alpha_{red}} + \Theta_{c,2} \frac{V_c h_2^2}{\alpha_{red}} \right) \quad (6.24)$$

где: Θ_c - параметр температуры, являющийся функцией числа $F_0 = \alpha_{red} \cdot \tau_c / h^2$ и безразмерной координаты $\eta = x^* / h$;

h - размер расчетного сечения конструкции;

x^* - координата расчетного сечения конструкции.

Значение параметра Θ_c определяется по графику рис.9.5 а, б разд.9 или по ф-ле:

$$\Theta_c = F_0 - \eta + \frac{\eta^2}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_n}{\mu_n} \cos[\mu_n (1 - \eta)] \exp(-\mu_n^2 \cdot F_0) \quad (6.25)$$

$$\text{где: } \mu_n = (2n-1) \frac{\pi}{2}; \quad A_n = (-1)^{n+1} \frac{2}{\mu_n};$$

12. Искомая температура бетона и арматуры для случая воздействия реального пожара (фаза разогрева и фаза охлаждения) определяется как сумма температур T_a и T_c , полученных по п.10 и 11:

$$T = T_a + T_c \quad (6.26)$$

13. При определении величины огнестойкости плоских односторонне обогреваемых конструкций (по теплоизолирующей способности) можно исходить из минимальных толщин конструкций h_{min}^* необходимых для обеспечения требуемых величин огнестойкости, определяемых с учетом коэффициента условий пожара из выражения:

при $0,8 \leq \psi \leq 1,4$;

$$h_{min}^* = h_{min}^* \pm \Delta h^* \quad (6.27)$$

$$\Delta h^* = 40(\psi - 1) \quad (6.28)$$

где: h_{min}^* - минимальная толщина конструкции для обеспечения требуемой величины огнестойкости при "стандартном" пожаре ($\psi = 1,0$), определяется по табл.9.3.10 разд.9 при свободном

теплоотводе в окружающую среду с необогреваемой поверхностью и по табл.9.3.11 разд.9 при отсутствии теплоотвода с необогреваемой поверхности.

Первый случай относится к перегородкам, стенам, плитам перекрытий без полов или с полами из несгораемых материалов; второй - к плоским конструкциям, необогреваемая поверхность которых покрыта сгораемыми материалами.

Штукатурка, стяжка, засыпка и пол из несгораемых материалов учитываются при определении толщины конструкции.

Δh^w - поправка, учитывающая влияние на $h_{\min}^w$ режима реального пожара ($\psi \neq 1,0$), определяемая по формуле (6.28)

при $\psi \leq 1,0$; $\Delta h^w < 0$;

при $\psi \geq 1,0$; $\Delta h^w > 0$.

14. Для многоспустотных панелей и плит перекрытий, у которых площадь пустот A_0 составляет не более 40% полной площади поперечного сечения A допускается принимать предел огнестойкости по теплоизолирующей способности, как для плит сплошного сечения с приведенной толщиной, равной

$$\Delta h_{red} = \frac{A - A_0}{b} \quad (6.29)$$

где: b - ширина плиты.

Если для плиты перекрытия известна нагрузка от собственного веса (кг/м^2), то приведенная толщина может быть определена по ф-ле:

$$h_{red} = p / \rho \quad (6.30)$$

где: ρ - плотность бетона (сухого) (кг/м^3).

15. Расчет толщин слоев бетона, прогреваемых в стадии развития пожара до критических температур за заданное время.

15.1. При одной обогреваемой поверхности определяют относительное расстояние r_1 :

$$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{T_{cr} - 20}{\Theta_h^w - 20}} \quad (6.31)$$

затем

$$x_1 = l \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} \quad (6.32)$$

где l определяется по формуле (6.16). Толщину слоя бетона δ , прогретого до температуры T_{cr} , принимают равной x_1 .

15.2. При двух параллельных обогреваемых поверхностях определяют r_1 по формуле (6.31) и x_1 по формуле (6.32). Затем по ф-ле (6.18) определяют температуру для точки, находящейся от обогреваемой поверхности на расстояниях x_1 и $x_2 = h - x_1$, где h - расстояние между обогреваемыми поверхностями. Если $T > T_{cr}$, то рассчитывают температуру T' в точке $x_1 > x_1$, $x_2 = h - x_1$. Толщину слоя бетона, прогретого до температуры T_{cr} , принимают

$$\delta = x_1 + \frac{x_1 - x_2}{T - T_{cr}} (T - T_{cr}) \quad (6.33)$$

15.3. При двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях вдоль этих поверхностей толщина прогретого слоя принимается как для одной обогреваемой поверхности, внутри же угла, образованного этими поверхностями, толщина прогретого слоя определяется по ф-лам:

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{\Theta_h^w - T_{cr}}{\Theta_h^w}}} \quad (6.34)$$

15.4. При трехстороннем обогреве конструкции прямоугольного сечения (первая и вторая обогреваемая поверхности взаимно параллельны, расстояние между ними b , и перпендикулярны третьей) толщина прогретого слоя у третьей обогреваемой поверхности определяется по формулам:

$$r = (b/2 + \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}) / l \leq 1$$

$$w = 1 - 2(1 - r)^2;$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{(\Theta_h^w - 20)w - \Theta_h^w + T_{cr}}{\Theta_h^w \cdot w}} \quad (6.35)$$

$$\delta = r_3 \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}$$

Толщина прогретого слоя у первой и второй обогреваемой поверхности принимается как для параллельных обогреваемых поверхностей.

15.5. При четырехстороннем обогреве толщина прогретого слоя у обогреваемых поверхностей принимается по ф-лам (6.35).

В углах конструкций прямоугольного сечения при трехстороннем или четырехстороннем обогреве толщина прогретого слоя определяется по ф-ле (6.34).

15.6. Для четырехсторонне обогреваемых конструкций квадратного сечения допускается определять площадь, ограниченную изотермой $T=T_{cr}$ по формуле:

$$F = \psi (2c)^2 \quad (6.36)$$

где: $c=h/2-\delta_g$ (h - размер квадратного сечения; δ_g - толщина слоя, прогретого до $T>T_{cr}$ у середины боковой поверхности, вычисляется по формуле (6.35);

$$\psi = b/c - 0.2, \text{ но не более } 1; \quad (6.37)$$

$$b = (h/2 - \delta_g) \sqrt{2} \quad (6.38)$$

δ_g - толщина слоя, прогретого до $T \geq T_{cr}$ в углу сечения, вычисляется по формуле (6.34).

15.7. Для конструкций круглоо сечения толщину прогретого слоя определяют следующим образом. Находят r_1 по ф-ле (6.31) и x_1 по ф-ле (6.32). Затем по ф-ле (6.30) определяют температуру T для точки, находящейся на расстоянии x_1 от обогреваемой поверхности, и температуру T' для точки $x'_1 = 1.2x_1$. Толщину прогретого до температуры T_{cr} бетона вычисляем по ф-ле (6.33).

6.4. Расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при огневом воздействии реального пожара

1. При расчете несущей способности бетонных и железобетонных конструкций при огневом воздействии реального пожара следует учитывать изменение механических свойств бетона и арматуры в зависимости от их температуры и времени ее воздействия; возможное изменение расчетной схемы предельного равновесия вследствие температурных деформаций в самой конструкции.

Допускается не учитывать в расчете саморавновешанные температурные напряжения в конструкции.

2. Начальные расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона R_{bc} и R_{bt} и арматуры R_{sc} и R_{st} для расчета огнестой-

кости определяются делением нормативных сопротивлений, приведенных в СНиП "Бетонные и железобетонные конструкции", на соответствующие коэффициенты надежности - по бетону $\gamma_b = 0.83$, по арматуре $\gamma_s = 0.9$. При этом нормативные сопротивления арматуры сжатию при наличии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим нормативным сопротивлениям арматуры растяжению, но не более 450 МПа.

3. Наиболее точно несущую способность конструкции определяют конечно-элементным методом или послойным расчетом. В обоих случаях расчетные значения механических свойств материала каждого элемента или слоя принимают с учетом его температуры и времени ее воздействия.

Методика расчета несущей способности бетонных и железобетонных неравномерно прогретых конструкций путем разбиения сечения конструкции на части изложена в "Пособии по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур".

5. Огневое воздействие реального пожара кратковременно, поэтому следует принимать коэффициенты условий работы для кратковременного воздействия нагрузок, но не более 1. Например, при использовании формулы (21) СНиП ЖБК следует принимать значения коэффициентов, отвечающие случаю $M/M=0$.

Предварительное напряжение арматуры полностью теряет-ся при ее нагреве до 300 °С.

6. Расчет изменения температуры бетона и арматуры в сплошных сечениях бетонных и железобетонных конструкций в условиях реального пожара приведен в разд. 6.3; можно также использовать опубликованные результаты теплотехнических расчетов прогрева бетонных сечений.

7. Для изгибаемых свободно опирающихся железобетонных элементов конструкций при воздействии пожара снизу обрушение происходит вследствие достижения деформацией растянутой арматуры $\epsilon_s(t)$ своего предельного значения ϵ_{sR} :

$$\epsilon_s^{cr} = \frac{\epsilon_{sR}}{1 - \frac{w}{l}} \left(\frac{w}{\xi_s} - 1 \right) \quad (6.39)$$

где: w - характеристика сжатой зоны бетона, определяемая согласно п.3.12 СНиП ЖБК;

$\epsilon_{\text{н}}^{\text{н}}$ - предельная сжимаемость бетона, принимаемая равной для:

- длительного воздействия нагрузки - 0,0025

- кратковременного воздействия нагрузки - 0,0020

ξ_0 - относительная высота сжатой зоны в предельном равновесии нагретого элемента, определяемая из выражения:

$$\xi_0 = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{\Delta_i \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_{\text{н}}}} \quad (6.40)$$

Δ_i - поправочный коэффициент, учитывающий изменение рабочей ширины сечения "В" элемента при прогреве, принимаемый равным для:

- плит $\Delta_i = 1,0$

- для балок, ригелей при 3-х стороннем воздействии огня $\Delta_i = 0,92$.

По критической деформации арматуры рассчитывают либо толщину защитного слоя бетона, обеспечивающего требуемый предел огнестойкости, либо по заданной толщине защитного слоя определяют огнестойкость конструкции. Допускается принимать температуру арматурного стержня равной температуре бетона на уровне его центра.

8. Деформация растянутой арматуры элемента $\epsilon_i(\tau)$ при воздействии пожара определяется из следующего выражения:

$$\epsilon_i(\tau) = \epsilon_{\text{н},i}(T) + \epsilon_{\text{н},i}(\tau) + \epsilon_{\text{п},i}(\tau) \quad (6.41)$$

где: $\epsilon_{\text{н},i}$ - упругая деформация арматуры;

$\epsilon_{\text{н},i}$ - температурная деформация арматуры;

$\epsilon_{\text{п},i}$ - деформация ползучести арматуры

$$\epsilon_{\text{н},i}(T) = \sigma_{\text{н},i} / E_i(T) \quad (6.42)$$

где: $\sigma_{\text{н},i}$ - расчетное напряжение в рабочей арматуры;

$E_i(T)$ - температурная зависимость модуля упругости. Модули упругости бетона и арматуры принимаются по СНиП ЖБК и умножаются соответственно на коэффициенты $\beta_{\text{б},T}$ (табл.9.3.5 разд.9) и $\beta_{\text{а},T}$ (табл.9.3.9 разд.9), учитывающие снижение модуля упругости при нагреве.

$$\sigma_{\text{н},i} = \frac{M}{h_i \cdot A_i} \left(1 - \frac{M}{2b \cdot h_i^2 \cdot R_{\text{н}}} \right) \quad (6.44)$$

$$\epsilon_{\text{н},i}(\tau) = \alpha_i(T) \cdot T_i \cdot \tau \quad (6.45)$$

где: $\alpha_i(T)$ - температурная зависимость коэффициента линейного расширения арматуры

$T_i(\tau)$ - изменение температуры во времени воздействия пожара τ , определяемое по разд.6.3.

$$\epsilon_{\text{н},i}(\tau) = \sum \epsilon_0 \cdot \exp \left[-\frac{U_0 - \gamma \sigma_{\text{н},i}}{R \cdot T_i} \right] \Delta \tau_i \quad (6.46)$$

где: U_0 - имеет смысл начальной энергии активации процесса разрушения, кДж/моль;

γ - структурный коэффициент, кДж/(моль МПа);

$T_{i,j}$ - значения температур в заданные моменты времени i , определяемые с помощью теплотехнического расчета, "К (см.разд.6.3);

- константы ($\tau_0 = 10^{13}$ с; $\epsilon_0 = 10^{12}$; $R = 8,37 \cdot 10^{-3}$ кДж/(моль град).

Значения U_0 и γ для различных типов бетонов и арматуры приведены в табл.9.4.12÷9.4.14 разд.9.

9.Расчетные сопротивления бетона и арматуры $R_{\text{н}}$; $R_{\text{а}}$, значения их степени разрушения K в различные моменты времени воздействия реального пожара определяются с помощью выражения:

$$K(\tau) = \sum_i \frac{\Delta \tau_i}{\tau_0 \cdot \exp \left[\left(U_0 - \gamma \cdot \sigma_{\text{н},i} \right) / R \cdot T_i \right]} \quad (6.47)$$

10.Предельное состояние бетона и арматуры для каждого элемента или слоя конструкции при расчете по ф-лам (6.46) и (6.47) определяется из условий:

$$K(\tau) = 1,0 \quad (6.48)$$

$$\epsilon(\tau) = \epsilon^* \quad (6.49)$$

11.Допускается принимать, что бетон не достигший $K(\tau)=1,0$ не снижает своей прочности, а бетон достигший $K(\tau)=1,0$ полностью выключается из работы.

12. Предел огнестойкости по потере несущей способности многоспустотных свободно опирающихся плит перекрытий и покрытий можно принимать как для аналогичных сплошных плит с коэффициентом 0,9.

13. Примеры определения расчетного сопротивления бетона, арматуры, несущей способности конструкций в условиях воздействия реального пожара с помощью формул (3.39)–(6.49) приведены в разд. 6.6.

6.5. Расчет остаточной несущей способности железобетонных конструкций при огневом воздействии реального пожара

1. Остаточная несущая способность железобетонных конструкций $\Phi^{ост}(\tau)$ в момент времени воздействия реального пожара τ представляет собой разность между значениями усилия N_H или изгибающего момента M_H от нормативной нагрузки, действующей на конструкцию, и текущими значениями несущей способности конструкции $\Phi(\tau)$ в различные моменты времени воздействия пожара:

$$\Phi^{ост}(\tau) = N_H(M_H) - \Phi(\tau) \quad (6.50)$$

Если $\Phi(\tau) > N_H(M_H)$, то $\Phi^{ост}(\tau) \neq 0$ и конструкция обладает остаточной несущей способностью на момент времени τ воздействия пожара.

Если $\Phi(\tau) = N_H(M_H)$, то $\Phi^{ост}(\tau) = 0$ и конструкция полностью исчерпывает свой ресурс огнестойкости на момент времени τ воздействия пожара.

2. Остаточная несущая способность плоских (плиты, панели, настилы) и стержневых (балки, прогоны, ригели) железобетонных элементов в различные моменты времени воздействия реального пожара может определяться из следующих выражений:

$$\varepsilon_s^{ост}(\tau) = \varepsilon_s^{cr} - \varepsilon_s(\tau); \quad (6.51)$$

$$\Delta \varepsilon_s^{ост}(\tau) = \frac{\varepsilon_s^{cr} - \varepsilon_s(\tau)}{\varepsilon_s^{cr}} \cdot 100\% \quad (6.52)$$

где: $\varepsilon_s^{ост}$, $\Delta \varepsilon_s^{ост}$ - соответственно остаточная и относительная остаточная деформация растянутой арматуры конструкции; ε_s^{cr} -

предельная деформация растянутой арматуры конструкции, после которой наступает разрушение конструкции; $\varepsilon_s(\tau)$ - значение деформации растянутой арматуры конструкции на момент времени τ воздействия пожара.

3. Примеры определения остаточной несущей способности железобетонных конструкций в условиях воздействия реального пожара приведены в разд. 6.6 (примеры 11, 12).

6.6. Примеры расчета

Пример 1

Определить температурный режим пожара (во время его полного развития и затухания) в заданном помещении (тип 1).

Дано:

Назначение помещения - столярная мастерская. Геометрические размеры помещения: см. рис. 6.1. Материал ограждений помещения - тяжелый бетон.

Решение:

1. Определяем значение пожарной нагрузки в столярной мастерской (по табл. 9.4.6 разд. 9)

$$q = 200 \text{ Мкал/м}^2 = 837,2 \text{ МДж/м}^2$$

2. Определяем площади горизонтальных A_1 и вертикальных A_2 проемов (по рис. 6.1):

$$A_1 = 4 \cdot 1,2 \cdot 2 = 9,6 \text{ м}^2;$$

$$A_2 = 1 \cdot 2 + 1,4 \cdot 1,4 \cdot 2 + 1 \cdot 1,4 \cdot 2 + 1,4 \cdot 2 = 11,52 \text{ м}^2$$

3. Определяем площадь поверхности ограждений A_3 (по рис. 6.1):

$$A_3 = 2(8 \cdot 15 + 8 \cdot 2,7 + 15 \cdot 2,7) = 364 \text{ м}^2$$

4. Определяем среднюю высоту вертикальных проемов H :

$$H = (1,4 \cdot 9,52 + 2 \cdot 2) / 11,52 = 1,5 \text{ м}$$

5. Вычисляем значение коэффициента проемности K_1 для вертикальных проемов (по ф-ле 6.1):

$$K_1 = 11,52 \sqrt{1,5} / 364 = 0,039 \text{ м}^{1/2}$$

6. Определяем значение коэффициента K_2 (по ф-ле 6.2):

$$K_2 = 9,6 \sqrt{0,9} / (11,52 \sqrt{1,5}) = 0,645$$

Пример 2

Определить параметры температурного режима пожара (во время его полного развития и затухания) в заданном помещении (тип 2)

Дано:

Размеры помещения - 11,8x6,05x3,0 м; площадь вертикальных проемов - $A_v = 0,9 \times 2 + 1,5 \times 1,5 + 1,5 \times 1,5 = 6,3 \text{ м}^2$; высота вертикальных проемов $H = 1,615 \text{ м}$; пожарная нагрузка $q = 272 \text{ МДж/м}^2$; материал ограждений - тяжелый бетон.

Решение:

1. Определяем площадь поверхности ограждений помещения A_o

$$A_o = 2(11,8 \times 6,05 + 6,05 \times 3,0 + 11,8 \times 3,0) = 249,88 \text{ м}^2$$

2. Определяем значение коэффициента проемности K_i (по ф-ле 6.1)

$$K_i = 6,3 \sqrt{1,615} / 249,88 = 0,032 \text{ м}^{1/2}$$

3. Находим значение коэффициента f_i по табл. 9.4.11 разд. 9 Для тяжелого бетона $f_i = 0,85$.

4. Определяем значение приведенного коэффициента проемности (по ф-ле 6.3):

$$K_i^{пр} = 0,85 \cdot 0,032 = 0,0272 \text{ м}^{1/2}$$

5. Определяем значение приведенной пожарной нагрузки $q^{пр}$ по ф-ле (6.4):

$$q^{пр} = 0,85 \times 272 = 231 \text{ МДж/м}^2$$

6. Определяем искомые значения параметров ψ , τ_m , V_c температурного режима пожара в заданном помещении по ф-лам (6.5)-(6.7):

$$\psi = 1,37 - \frac{150 \cdot 0,0272 - 0,65}{(0,0272)^2 \cdot 10^4} = 0,907$$

$$\tau_m = \frac{231 \cdot 60}{8318 \cdot 0,0272 - 402((0,0272)^2)} = 62 \text{ мин}$$

$$V_c = \frac{98000 \cdot 0,0272 - 1500}{231} = 5,05 \text{ °C/мин}$$

Пример 3

Определить изменение температуры рабочей арматуры растянутой зоны железобетонной плиты при реальном пожаре в помещении

Дано:

Размеры сечения плиты-высота сечения $h = 0,24 \text{ м}$; толщина защитного слоя до низа растянутой арматуры $\delta = 0,02 \text{ м}$; количество арматуры - 2 стержня диаметром 12 мм ($2A_s = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$) и два стержня диаметром 14 мм ($2A_{s2} = 3,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$) с общей площадью арматуры $A_s = 5,34 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$; бетон-тяжелый ($\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$, $w = 2,5\%$); параметры режима возможного пожара в помещении (см. пример 2) - $\psi = 0,907$; $\tau_m = 0,62 \text{ мин}$; $V_c = 5,05 \text{ °C/мин}$.

Решение:

Расчете производится на основе раздела 6.3.

1. Определяем значение параметра Θ_{θ}^* - теплового источника, определяющего изменение температуры плиты в стадии развития пожара в помещении по ф-ле (6.9):

$$\text{при } \psi = 0,907; \Theta_{\theta}^* = 542(0,907)^2 + 275 \cdot 0,907 + 403 = 1098 \text{ °C}$$

2. Вычисляем значение приведенного коэффициента теплопроводности α_{red} по ф-лам (6.10)-(6.11):

$$\lambda(\bar{T}) = 1,2 - 0,00035 \cdot 450 = 1,0425 \text{ Вт/м °C}$$

$$c(\bar{T}) = 0,71 + 0,00083 \cdot 450 = 1,0835 \text{ Вт/м °C}$$

$$\alpha_{red} = \frac{3,6 \cdot 1,0425}{(1,0835 + 0,05 \cdot 2,5) 2350} = 0,001321 \text{ м}^2/\text{ч}$$

3. Определяем значение параметра x^* по ф-ле (6.14):

$$x^* = 0,02 + 0,5 \cdot 0,0132 + 0,62 \sqrt{0,001321} = 0,0491 \text{ м}$$

где: $y = \delta = 0,02 \text{ м}$.

среднее значение диаметра арматуры:

$$d_s = \frac{0,012 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} + 0,014 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4}}{5,34 \cdot 10^{-4}} = 0,0132 \text{ м}$$

коэффициенты ϕ_1 и ϕ_2 определяют по табл. 9.3.3 разд. 9: при $\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$ $\phi_1 = 0,62$; $\phi_2 = 0,5$.

4.Вычисляем значения температуры рабочей арматуры растянутой зоны плиты $T_{s,h}$ в стадии развития пожара в помещении по ф-ле (6.17), в которой значения l определяются по ф-ле (6.16), а r по формуле (6.15) (см.табл.):

$\tau, ч$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
l $l = \sqrt{12\alpha_{ст} \cdot \tau}$	0,0	0,089	0,109	0,126	0,141	0,154	0,166	0,178
$r = \chi^*/l$	0,78	0,552	0,45	0,39	0,349	0,319	0,296	0,276
$T_{s,h}$	72	236	345	421	477	520	554	585

$$T_{s,h} = 20 + (\Theta_k^v - 20)(1 - r)^2$$

5.Определяем значения температуры рабочей арматуры растянутой зоны плиты $T_{s,c}$ в различные моменты времени стадии затухания пожара по ф-ле(6.23) и графика рис.9.5 а,б разд.9. при

$$\eta = \frac{\delta + \varphi_z \cdot d_s}{h} = \frac{0,02 + 0,5 \cdot 0,132}{0,24} = 0,11$$

$\tau \geq \tau_m$	$\tau_m = 1,033$	1,25	1,5	1,75	2,0
$\tau_c = \tau - \tau_m$	0	0,216	0,467	0,717	0,967
$F_0 = \alpha_{ред} \cdot \tau_c / h^2$	0	0,005	0,0107	0,0165	0,022
Θ_c	-	0,0006	0,0027	0,0055	0,0089
$T_{s,c} = -\Theta_c \cdot V_c \cdot h^2 / \alpha_{ред}$	0	-8	-35	-72	-117

6. Определяем искомые значения температуры рабочей арматуры растянутой зоны плиты $T_s(\tau)$ в различные моменты времени развития реального пожара в заданном помещении по ф-ле (6.26):

$\tau, ч$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
$T_s(\tau) = T_{s,h} + T_{s,c}$	20	72	236	345	421	469	485	482	468

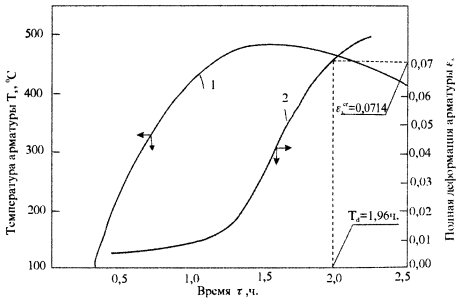


Рис.6.3. Изменение температуры рабочей арматуры T_s железобетонной плиты (1) и соответствующее изменение ее полной деформации $\epsilon_s(\tau)$ (2) в условиях воздействия реального пожара в помещении

Пример 4

Определить изменение температуры рабочей арматуры растянутой зоны железобетонной балки при реальном пожаре в помещении

Дано:

Размеры сечения балки - высота сечения $h=0,32$ м; ширина - $b=0,16$ м; арматура - 2 стержня $d=0,02$ м; бетон - тяжелый на известняковом щебне, $\rho=2250$ кг/м³; влажность $w=1,8\%$; толщина защитного слоя от поверхности балки до края арматуры $X_1=X_2=0,04$ м. Параметры режима возможного пожара в помещении (см. пример 2 разд. 6.6):

$\psi=0,907$; $\tau_m=0,91$ ч; $V_c=5,85$ °C/мин.

Тип воздействия пожара на балку: 3-х стороннее.

Решение:

Расчет производится на основе разд. 6.3.

1. Определяем значение параметра Θ''_0 по ф-ле (6.9):

при $\psi=0,907$; $\Theta''_0 = 542(0,907)^2 + 275 \cdot 0,907 + 403 = 1098$ °C

2. Вычисляем значения приведенного коэффициента температуропроводности бетона α_{red} по п.7 и ф-лам (6.10)-(6.12) и табл. 9.3.2 разд. 9:

$$\lambda(\bar{T}) = 1,14 - 0,00055 \cdot 450 = 0,89 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$$

$$c(\bar{T}) = 0,71 + 0,00083 \cdot 450 = 1,084 \text{ кДж/(кг}^\circ\text{C)}$$

$$\alpha_{red} = \frac{3,6 \cdot 0,89}{(1,084 + 0,05 \cdot 1,8) 2250} = 0,00122 \text{ м}^2/\text{с}$$

3. Определяем значения параметров X_1^* ; X_2^* ; X_3^* относительно 3-х обогреваемых поверхностей балки:

$$x_1^* = x_3^* = 0,04 + 0,617 \sqrt{0,00122} + 0,5 \cdot 0,02 = 0,0715 \text{ м}$$

$$x_2^* = 0,1 + 0,617 \sqrt{0,00122} + 0,5 \cdot 0,02 = 0,1315 \text{ м}$$

Коэффициенты ϕ_1 и ϕ_2 определяются по табл. 9.3.3 разд. 9 - при $\rho=2250$ кг/м³; $\phi_1=0,617$; $\phi_2=0,5$.

4. Вычисляем значение температуры рабочей арматуры растянутой зоны балки T_{ab} в фазе развития пожара в помещении по

ф-ле (6.21), в которой значение l определяется по ф-ле (6.17), а g по ф-ле (6.16) (см. табл.):

$\tau, \text{ч}$	0,25	0,5	0,75	0,91	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	3,0
l	0,0604	0,0855	0,1047	0,1153	0,1208	0,1349	0,1480	0,1597	0,1709	0,2093
$r1=r3$	1,0	0,836	0,683	0,62	0,592	0,53	0,483	0,45	0,42	0,342
$r2$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,975	0,89	0,82	0,77	0,628
T_{ab}	20	77	226	309	349	444	529	601	664	836

5. Определяем значения температуры рабочей арматуры растянутой зоны балки T_{ar} в различные моменты времени фазы затухания пожара по ф-ле (6.24) и графику рис. 9.5 а, б разд. 9.

$$\eta_1 = \frac{x_1 + \phi_2 d}{0,5b} = \frac{0,05}{0,08} = 0,625; \eta_2 = \frac{x_2 + \phi_2 d}{h} = \frac{0,05}{0,32} = 0,1563$$

$$F_0^1 = \alpha_{red} \cdot \tau_c / (0,5b)^2; F_0^2 = \alpha_{red} \cdot \tau_c / h^2$$

$\tau \geq \tau_m$	0,91	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	3,0
$\tau_c = \tau - \tau_m$	0	0,09	0,34	0,59	0,84	1,09	2,09
F_0^1	0	0,017	0,065	0,112	0,162	0,207	0,398
F_0^2	0	0,0011	0,004	0,007	0,01	0,013	0,025
Θ_c^1	0	0	0	0,0072	0,0185	0,0335	0,1275
Θ_c^2	0	0	0	0	0,0012	0,0022	0,0075
$T_{ar}(\tau)$	0	0	0	13	70	127	457

6. Определяем искомые значения температуры рабочей арматуры растянутой зоны балки $T_{ar}(\tau)$ в различные моменты вре-

мени развития реального пожара в помещении по ф-ле (6.26) (см.таблицу):

$\tau, \text{ч}$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	3,0
$T_s(\tau)$	20	20	77	226	349	444	516	531	537	379

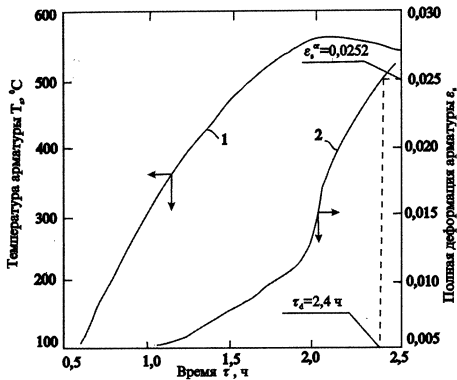


Рис.6.4.Изменение температуры рабочей арматуры T_s железобетонной балки (1) и соответствующее изменение ее полной деформации $\epsilon_s(\tau)$ (2) в условиях воздействия реального пожара в помещении

Пример 5
Определить изменение температуры арматуры и рабочую неповрежденную площадь поперечного сечения бетона железобетонной колонны при реальном пожаре в помещении.

Дано:
Колонна с сечением $0,3 \times 0,3 \text{ м}$; арматура с площадью сечения $A_s = 4,52 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ (4 стержня диаметром 12 мм) расположена в углах сечения колонны с расстоянием от края арматуры до поверхности $y_1 = 0,032 \text{ м}$; бетон $\alpha_{\text{бет}} = 0,00141 \text{ м}^2/\text{ч}$, $\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$.

Параметры температурного режима пожара в помещении:
 $\psi = 0,835$; $\tau_m = 1,18 \text{ ч}$; $V_c = 4,43 \text{ }^\circ\text{C/мин}$.
Тип огневого воздействия на колонну — 4-х стороннее.

Решение:
Расчет производится на основе разд.6.3.
1. Определяем значение параметра Θ_b^* — теплового источника, определяющего изменение температуры конструкции на стадии развития пожара в помещении по формуле (6.9):
при $\psi = 0,835$; $\Theta_b^* = 542(0,835)^2 + 275 \cdot 0,835 + 403 = 1010 \text{ }^\circ\text{C}$.
2. Определяем значение параметра χ^* по ф-ле (6.15) для случая 4-х стороннего огневого воздействия на колонну (взаимно параллельны первая и вторая, третья и четвертая поверхности:
По табл.9.3.3 разд.9 определяем значения коэффициентов ϕ_1 и ϕ_2 :

При $\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$, $\phi_1 = 0,62$, $\phi_2 = 0,5$
 $\chi_1^* = \chi_2^* = 0,032 + 0,006 + 0,62\sqrt{0,00141} = 0,0613 \text{ м}$.
 $\chi_3^* = \chi_4^* = (0,3 - 0,032 - 0,012) + 0,006 + 0,62\sqrt{0,00141} = 0,285 \text{ м}$.

3. Вычисляем значения температуры рабочей арматуры колонны T_a в стадии развития пожара в помещении по ф-ле (6.21), в которой значения l определяются по ф-ле (6.16), а τ по ф-ле (6.15) — т.к. $\chi_2^* = \chi_4^* > l$, то $\tau_1 = \tau_2 = 1,0$, согласно п.10 разд.6.3 (см.табл.):

$\tau, \text{ч}$	0	0,5	0,75	1,0	1,18	1,5	2,0	2,5
$l, \text{м}$	0	0,092	0,113	0,13	0,141	0,159	0,184	0,206
$\tau_1 = \tau_2$	-	0,67	0,54	0,47	0,43	0,39	0,33	0,3
T_{sh}	20	224	395	498	559	620	709	753

4. Вычисляем значения температуры рабочей арматуры колонны T_{ac} в различные моменты времени действия отрицательного источника тепла в стадии затухания пожара по ф-ле (6.24) и графика на рис.9.5 а,б разд.9, где $\eta_i = \eta_i = (0,032 + 0,006) \cdot 0,15 = 0,253$.

$t \geq t_m$	$t_m = 1,18$	1,5	2,0	2,5
$t_c = t - t_m$	0	0,32	0,82	1,32
$F_0 = \alpha_{ref} \cdot t_c / (y/2)^2$	0	0,02	0,051	0,083
Θ_c	0	0,05	0,012	0,027
T_{ac}	0	-42	-102	-229

5. Определяем искомые значения температуры рабочей арматуры колонны в различные моменты времени развития пожара в помещении по ф-ле (6.26):

$\tau, ч$	0	0,5	0,75	1,0	1,18	1,5	2,0	2,5
$T_a(\tau)$	20	224	395	498	559	578	607	524

6. Определяем площадь F_r рабочего (неповрежденного огнем) сечения бетона колонны (согласно табл.9.3.6 разд.9 эта площадь ограничена изотермой 500 °C), а также сторону эквивалентного по площади квадратного сечения Y_r в различные моменты времени пожара в помещении (последовательность вычислений показана в таблице):

$\tau, ч$	0	0,5	0,75	1,0	1,18	1,5	2,0	2,5
$I_r, м$	0	0,092	0,113	0,13	0,141	0,159	0,184	0,206
r	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,942	0,84
W (6.35)	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,993	0,95
r_3 (6.35)	-	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,313	0,33

Продолжение табл.

$\delta_c(\tau)$ (6.35)	-	0,0052	0,0117	0,017	0,02	0,026	0,0343	0,045
$C(\tau)$	-	0,15	0,14	0,133	0,13	0,124	0,116	0,105
r (6.34)	0,46							
$\delta_d(\tau)$ (6.35)	-	0,019	0,029	0,037	0,042	0,05	0,061	0,071
$\psi(\tau)$ (6.37)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,98	0,94	0,886	0,867
$b(\tau)$ (6.38)	-	0,185	0,171	0,16	0,153	0,141	0,126	0,112
$F_f(\tau)$	0,09	0,09	0,078	0,071	0,066	0,058	0,048	0,038
$Y_f(\tau)$	0,3	0,3	0,28	0,266	0,257	0,24	0,218	0,196

Пример 6

Определить огнестойкость перегородки по признаку потери теплоизолирующей способности при реальном пожаре в помещении.

Дано:

Характеристика помещения (см. пример 2 разд.6.6); характеристика конструкции — толщина перегородки $h=100$ мм; материал — тяжелый бетон из силикатных пород; теплопровод в окружающую среду с необогреваемой поверхности перегородки — свободный.

Решение:

1. Определяем значение коэффициента режима пожара ψ в заданном помещении по ф-ле (6.5):

$$\psi = 1,193 \text{ (см. пример 2 разд.6.6).}$$

2. Определяем значения минимальной толщины перегородки h_{min}'' при различной длительности "стандартного" пожара (с помощью табл.9.3.10-9.3.11 разд.9) и заносим в строку 2 табл.(см.ниже).

3. Определяем значение поправки Δh^y , учитывающий влияние на величину h_{min}^y режима реального пожара по ф-ле (6.28):

$$\Delta h^y = 40(\psi - 1) = 40(1,193 - 1) = 8 \text{ мм.}$$

4. Определяем значения минимальной толщины перегородки, с точки зрения ее огнестойкости в зависимости от длительности реального пожара по ф-ле (6.27) и заносим в строку 4 таблицы:

№1	$\tau, \text{ч}$	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0
№2	$h_{min}^y(\tau), \text{мм}$	50	60	70	90	105
№3	$\Delta h^y, \text{мм}$	8	8	8	8	8
№4	$h_{min}^y(\tau) = h_{min}^y(\tau) + \Delta h^y, \text{мм}$	58	68	78	98	113

5. Определяем искомое значение огнестойкости перегородки с учетом режима реального пожара в помещении из условия соответствия заданной величины $h=100\text{мм}$ минимальной толщине перегородки с точки зрения обеспечения ее теплоизолирующей способности при пожаре:

$$h = h_{min}^y = 100 \text{ мм при } \tau = 1,55 \text{ ч.}$$

Таким образом огнестойкость перегородки равна $\tau_g^r = 1,55 \text{ ч.}$

Пример 7

Определить огнестойкость железобетонной плиты перекрытия по признаку потери несущей способности при реальном пожаре в помещении.

Дано:

Характеристика помещения — размеры 11,8х6,05х3,0 м; площадь вертикальных проемов $A_v=6,3\text{м}^2$; высота вертикальных проемов $H=1,615 \text{ м}$; пожарная нагрузка $q=272 \text{ МДж/м}^2$; материал ограждений - тяжелый бетон.

Характеристика конструкции — плита, свободно опертая по двум сторонам; размеры сечения: $b=1,2\text{м}$, длина рабочего пролета $l=5,9\text{м}$, высота сечения $h=0,24\text{м}$; толщина защитного слоя бетона до низа растянутой арматуры $\delta=0,02\text{м}$; количество арматуры — 2 стержня диаметром 12 мм ($2A_{s1}=2,26 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$) и два стержня диаметром 14 мм ($2A_{s2}=3,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$) с общей площадью арматуры $A_s=5,34 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Характеристика материалов плиты: растянутая арматура класса Ат-У ($R_{st}=785 \text{ МПа}$, $R_{sk}=785/0,9 \text{ МПа}$, сжатая арматура отсутствует. Тяжелый бетон - $\rho=2350 \text{ кг/м}^3$, влагосодержание $W=2,5\%$; класса В15 ($R_{bt}=11 \text{ МПа}$, $R_{sk}=11/0,83=13,25 \text{ МПа}$).

Нормативная нагрузка $g=6700\text{Па}$, кратковременные нагрузки от собственного веса $p=3000\text{Па}$.

Решение:

1. Определяем параметры температурного режима пожара в помещении ψ, τ_m, V_c (см. пример 2 разд. 6.6):

$$\psi=0,907; \tau_m=62 \text{ мин}; V_c=5,05 \text{ }^\circ\text{C/мин.}$$

2. Определяем изменение температуры рабочей арматуры растянутой зоны железобетонной плиты при реальном пожаре в помещении (см. пример 3 разд. 6.6):

$\tau, \text{ч}$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
$T_s, \text{ }^\circ\text{C}$	20	72	236	345	421	469	485	482	468

Строим график изменения температуры арматуры плиты при пожаре (см. рис. 6.3).

3. Решаем прочностную задачу огнестойкости плиты на основании разд. 4.

3.1. Вычисляем максимальный изгибающий момент от механических нагрузок:

$$M = b(p + g)l^2 / 8 = \frac{1,2(3000 + 6700)5,9^2}{8} = 5,07 \cdot 10^4 \text{ Нм}$$

$$h_c = 0,24 - 0,02 - 0,006 = 0,214 \text{ м.}$$

3.2. Вычисляем относительную высоту сжатой зоны плиты (по ф-ле 6.40):

$$\xi_r = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5,07 \cdot 10^4}{1,2(0,214)^2 13,25 \cdot 10^6}} = 0,0722$$

3.3. Вычисляем предельное значение деформации растянутой арматуры, вызывающее обрушение плиты (по ф-ле 3.39):

$$\varepsilon_{\tau}^{\sigma} = \frac{0,0025}{1 - 0,744 / 1,1} \left(\frac{0,744}{0,0722} - 1 \right) = 0,0714$$

где: $w = 0,85 - 0,008 \cdot 313,25 = 0,744$

3.4. Определяем значение рабочего напряжения в арматуре от механических нагрузок по ф-ле 6.44:

$$\sigma_{\text{раб}} = \frac{5,07 \cdot 10^4}{0,214 \cdot 5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 10^6} \cdot \left(1 - \frac{5,07 \cdot 10^4}{2(0,214)^2 \cdot 1,2 \cdot 13,25 \cdot 10^6} \right) = 461 \text{ МПа}$$

3.5. Определяем значения упругой деформации арматуры по ф-ле 6.42:

τ , ч	0,75	1,0	1,25	1,5	2,0
$\varepsilon_{\text{э.}\sigma}$	0,0027	0,003	0,0033	0,0035	0,0033

3.6. Определяем значения температурной деформации арматуры по ф-ле 6.45:

τ , ч	0,75	1,0	1,25	1,5	2,0	2,0
$\varepsilon_{\text{т.}\sigma}(\tau)$	0,0047	0,0059	0,0067	0,007	0,0069	0,0067

3.7. Определяем значения деформации ползучести арматуры в различные моменты времени воздействия пожара по ф-ле 6.46, для чего предварительно находим по табл. 9.4.12 разл. 9 для стали Ат-У: $U_p = 286 \text{ КДж/моль}$; $\gamma = 0,095 \text{ КДж/(мольМПа)}$

τ , ч	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
$\varepsilon_{\text{п.}\sigma}(\tau)$	0	0,0002	0,005	0,236	0,0487	0,0626

3.8. Определяем значения полной деформации рабочей арматуры плиты по ф-ле 6.41 (см. таблицу), по полученным данным строим график изменения полной деформации арматуры плиты при пожаре

в помещении (см. рис. 6.3) и из условия (6.49) определяем огнестойкость плиты $\tau_{\text{ог}}$:

τ , ч	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
$\varepsilon_{\text{ог}}(\tau)$	0,0074	0,0091	0,015	0,034	0,0577	0,0727

$$\varepsilon_{\text{ог}}(\tau) = \varepsilon_{\tau}^{\sigma} = 0,0714 \quad \text{при } \tau_{\text{ог}} = 1,96 \text{ ч.}$$

Пример 8

Определить огнестойкость железобетонной балки по признаку потери несущей способности при реальном пожаре в помещении.

Дано:

Балка свободно опертая по двум сторонам; размеры сечения — высота $h = 0,45 \text{ м}$; ширина $b = 0,2 \text{ м}$; длина рабочего пролета $l = 5,6 \text{ м}$; толщина защитного слоя бетона от поверхности балки до края арматуры $x_{\text{ср}} = x_{\text{ср}} = 0,04 \text{ м}$; количество арматуры — 2 стержня $d = 0,028 \text{ м}$ с общей площадью $A_s = 12,32 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Арматура рабочая класса А-III сталь 35 ГС, $R_{\text{ср}} = 390 \text{ МПа}$; $U_b = 305,0 \text{ КДж/моль}$; $\gamma = 0,151 \text{ КДж/(мольМПа)}$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; $\alpha_{\text{ср}} = 0,000012 + 5,0 \cdot 10^{-7} (T_s - 273)$.

Бетон тяжелый на известняковом щебне $w = 1,8\%$, класс В40; $\rho_s = 2250 \text{ кг/м}^3$; $R_{\text{ср}} = 34,9 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{\text{ср}}^{\sigma} = 0,0025$;

Нагрузки на балку:

- собственный вес балки - $p = 2,25 \text{ кН/м}$

- постоянная статическая нагрузка $q = 26,72 \text{ кН/м}$

Режим пожара в помещении:

$w = 0,907$; $\tau_{\text{ог}} = 1,064 \text{ ч}$; $V_{\text{ог}} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C/мин} = 300 \text{ }^{\circ}\text{C/ч}$.

Режим прогрева рабочей арматуры балки при воздействии пожара в помещении (получен путем решения задачи аналогичной примеру 4):

τ , ч	0,25	0,5	0,75	1,0	1,06	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3,0
$T_{\text{ог}}$, $^{\circ}\text{C}$	20	49	181	302	327	473	522	561	557	542	479

Решение:

1. Определяем значение максимального изгибающего момента в балке:

M = ((p+q)l^2)/8 = (28,97 · 5,6^2)/8 = 113,57 КНм.

2. Вычисляем по ф-ле (6.40) относительную высоту сжатой зоны бетона балки

xi_s = 0,121

3. Вычисляем предельное значение деформации растянутой арматуры балки, вызывающей обрушение конструкции по ф-ле (3.39):

epsilon_s^cr = (0,0025 * (0,636 / (0,121 - 1))) = 0,0252

w = 0,85 - 0,0006 · 390 = 0,636

4. Определяем значения рабочего напряжения в арматуре балки от механических нагрузок по ф-ле (6.44):

sigma_s = 221,2 МПа

5. Определяем значения упругой деформации арматуры балки по ф-ле (6.42):

τ, мин	0	38	48	60	76	90	105	115	125	135	145
ε _{s,т}	0,001	0,001	0,0012	0,0013	0,00133	0,0014	0,00146	0,00148	0,00148	0,00148	0,0015

6. Определяем значения температурной деформации арматуры балки по ф-ле (6.45):

τ, мин	0	38	48	60	76	90	115	125	135	145
ε _{s,α}	0,00024	0,00125	0,0026	0,0041	0,0056	0,0063	0,0078	0,0070	0,0078	0,0076

7. Определяем значения деформации ползучести арматуры балки в различные моменты времени воздействия пожара по ф-ле (6.46):

τ, мин	0	38	48	60	76	90	105	125	135	145	155
ε _{s,с}	0	0	0	0	0	0,000015	0,00064	0,008	0,0131	0,0168	0,0197

8. Определяем значение полной деформации рабочей арматуры балки в различные моменты времени воздействия пожара по ф-ле (6.41):

τ, мин	0	38	48	60	76	90	105	115	125	145
ε _s	0,00135	0,00236	0,0038	0,0053	0,007	0,008	0,0095	0,0122	0,0174	0,026

9. По полученным в п.8 данным строим график изменения полной деформации арматуры балки в зависимости от времени воздействия пожара (см.рис.6.4) и из условия (6.49) определяем огнестойкость балки

при ε_s = ε_{s,т} = 0,0252; τ_г = 1,4 ч.

Пример 9

Определить огнестойкость железобетонной колонны по признаку потери несущей способности при реальном пожаре в помещении.

Дано:

Колонна сечением 0,3х0,3 м, расчетная длина колонны l₀=3,6м; арматура расположена в углах сечения, расстояние от края арматуры до поверхности У=0,032м.

Характеристика материалов конструкции: бетон класса В40 (R_b=22 МПа; R_{ак}=29МПа; R_{ак}=29/0,83=34,9 МПа) на гранитном щебне; арматура класса А-III, R_s=R_{ак}=365 МПа; R_{ак}=390 МПа; R_{ак}=390/0,9=433 МПа, площадью сечения A_s=4,52·10⁻⁴ м² (4 стержня диаметром 12мм).

Нормативная нагрузка N=1390 кН (142 тс).

Параметры температурного режима пожара в помещении:

w=0,835; τ_г=1,18ч; V_г=4,43 °C/мин.

Тип огневого воздействия на колонну - 4-х стороннее.

Решение:

1. Определяем изменение температуры рабочей арматуры колонны, изменение рабочего (работоспособного) сечения бетона колонны и сторону эквивалентного по площади квадратного сечения колонны при заданном температурном воздействии реального пожара (см. пример 5 разд. 6.6.):

$\tau, \text{ч}$	0	0,5	0,75	1,0	1,18	1,5	2,0	2,5
$T_b, ^\circ\text{C}$	20	224	395	498	559	578	607	522
$F_{\text{г}}, \text{м}$	0,09	0,09	0,078	0,071	0,066	0,058	0,048	0,038
$У_{\text{г}}, \text{м}$	0,3	0,3	0,28	0,266	0,257	0,24	0,218	0,196

2. Определяем несущую способность колонны Φ после 2-х часов воздействия заданного режима пожара при $l_0/h=3,6/0,218=16,5$ и $N/N=0$ найдем, используя табл. 9.3.9

б: $\varphi_b=\varphi_a=\varphi=0,875$
По таблице 9.3.7 разд. 9 определим значение γ_{st} :
при $T_s(\tau=2\text{ч})=607^\circ\text{C}$ $\gamma_{st}=0,43$
 $\Phi = 0,875(34,9 \cdot 0,048 + 433 \cdot 0,00452 \cdot 0,43)10^6 = 1540 \text{ кН}$.
Так как $\Phi=1540 \text{ кН} > N=1390 \text{ кН}$, то огнестойкость колонны превышает $\tau_{lr}>2\text{ч}$.

3. Определим несущую способность колонны после 2,5 часов воздействия пожара - аналогично п.2. данного примера при $l_0/h=3,6/0,196=18,4$ и $N/N=0$; $\varphi_b=\varphi_a=\varphi=0,856$.
По табл. 9.3.7 разд. 9 при $T_s(\tau=2,5)=578^\circ\text{C}$; $\gamma_{st}=0,43$; $0,9$:
 $\Phi = 0,856(34,9 \cdot 0,038 + 433 \cdot 0,00452 \cdot 0,43 \cdot 0,9)10^6 = 1200 \text{ кН}$
Так как $\Phi=1200 \text{ кН} < N=1390 \text{ кН}$, то огнестойкость колонны менее 2,5 часов.

4. Определим интерполяцией момент времени, когда фактическая несущая способность колонны будет равна нормативной нагрузке на нее, т.е. искомую огнестойкость колонны $\tau_{f,r}$:

$$\tau_{f,r} = 2,0 + \frac{1540 - 2 \cdot 1390}{1540 - 1200} = 2,22 \text{ ч}.$$

Пример 10

Определить изменение сопротивления бетона в локальном сечении железобетонной конструкции при реальном пожаре в помещении.

Дано:

Бетон с $R_{bt}=29 \text{ МПа}$; $R_m=R_{bt}/0,83=34,9 \text{ МПа}$; $U_0=395 \text{ кДж/моль}$; $\gamma=6,13 \text{ кДж/моль МПа}$.

Температура бетона в заданном локальном сечении конструкции при реальном пожаре в помещении изменяется во времени следующим образом (см. табл. и рис. 6.5):

$\tau, \text{ч}$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0
$T_b, ^\circ\text{C}$	20	20	110	260	380	438	517	560	559	546

$$R=8,37 \cdot 10^{-3} \text{ кДж/(моль град)}; \tau_0=10^{-13} \text{ с}.$$

Решение:

Определяем изменение сопротивления бетона $R_m(\tau)$ локального сечения конструкции в моменты времени $\tau=1,3; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0 \text{ ч}$ пожара в помещении.

Значение $R_m(\tau)$ в момент времени пожара τ определяется в два этапа. Сначала методом последовательного приближения определяем с помощью выражения (6.47) значение энергии активации разрушения $U(\sigma=R_m(\tau))$ при условии, что

$$K(\tau) = \sum_i \Delta K(\Delta \tau_i) = 1 \pm 0,02.$$

Затем определяется искомое значение $R_m(\tau)$ из выражения:

$$R_m(\tau) = \frac{U_0 - U[R_m(\tau)]}{\gamma}$$

При ручном счете вычисления удобно оформлять в виде таблицы (см. ниже).

1. Определяем значение $R_m(\tau=2\text{ч})$. Разбиваем время прогрева бетона при пожаре в пределах $\tau=2\text{ч}$ на отрезке $\Delta \tau=0,1\text{ч}=360\text{с}$. Определяем значения средней температуры бетона $T_b(\Delta \tau_i)$ внутри каждого $\Delta \tau_i$. Затем определяем по ф-ле (6.47) значения $\Delta K(\Delta \tau_i)$, последовательно подбирая значения $U(\sigma=R_m(\tau))$ таким образом, чтобы

$$K(\tau=2) = \sum_i \Delta K(\Delta \tau_i) = 1 \pm 0,02.$$

Это условие для $\tau=2\text{ч}$ выполняется при U ($\sigma=R_{bu}(\tau)$) =258 кДж/моль (см.таблицу):

$\tau, \text{ч}$	Δt_i	$\bar{T}_{n,i}, ^\circ\text{C}$	$\bar{T}_{n,i}, \text{K}$	$\Delta K_i(\Delta t_i)$ при U ($R_{bu}(\tau)$) равном	
				255	258
1,5	360	515	788	$0,58 \cdot 10^{-1}$	$0,37 \cdot 10^{-1}$
1,6	360	530	803	$1,2 \cdot 10^{-1}$	$0,76 \cdot 10^{-1}$
1,7	360	542	815	$2,1 \cdot 10^{-1}$	$1,35 \cdot 10^{-1}$
1,8	360	550	823	$3,0 \cdot 10^{-1}$	$1,95 \cdot 10^{-1}$
1,9	360	555	828	$3,8 \cdot 10^{-1}$	$2,45 \cdot 10^{-1}$
2,0	360	560	833	$4,7 \cdot 10^{-1}$	$3,1 \cdot 10^{-1}$

при U ($R_{bu}(\tau=2\text{ч})$) =258кДж/моль; $K(\tau)=0,998$.

Определяем значение $R_{bu}(\tau=2\text{ч})$

$$R_{bu}(\tau=2) = \frac{395 - 258}{6,13} = 22,3 \text{ МПа}$$

2.Определяем значение $R_{bu}(\tau=2,5\text{ч})$ аналогично вычислениям по п.1:

$\tau, \text{ч}$	Δt_i	$\bar{T}_{n,i}, ^\circ\text{C}$	$\bar{T}_{n,i}, \text{K}$	$\Delta K_i(\Delta t_i)$ при U ($R_{bu}(\tau)$) равном		
				263	-	-
1,8	360	550	823	$0,94 \cdot 10^{-1}$		
1,9	360	555	828	$1,19 \cdot 10^{-1}$		
2,0	360	560	833	$1,49 \cdot 10^{-1}$		
2,15	720	559	832	$2,85 \cdot 10^{-1}$		
2,3	360	555	828	$1,19 \cdot 10^{-1}$		
2,4	360	550	823	$0,94 \cdot 10^{-1}$		
2,5	360	543	816	$0,68 \cdot 10^{-1}$		
2,7	360	543	816	$0,68 \cdot 10^{-1}$		

$$K(\tau) = \sum_i \Delta K_i = 1,01$$

$$R_{bu}(\tau=2,5\text{ч}) = \frac{395 - 263}{6,13} = 21,5 \text{ МПа.}$$

3. Аналогичным образом получаем

при $\tau=1,3\text{ч}$ $R_{bu}(\tau)=27,7\text{ МПа}$

при $\tau=1,5\text{ч}$ $R_{bu}(\tau)=25,4\text{ МПа}$

4.Строим график изменения искомого сопротивления бетона в зависимости от температуры его прогрева при воздействии реального пожара (см.рис.6.5).

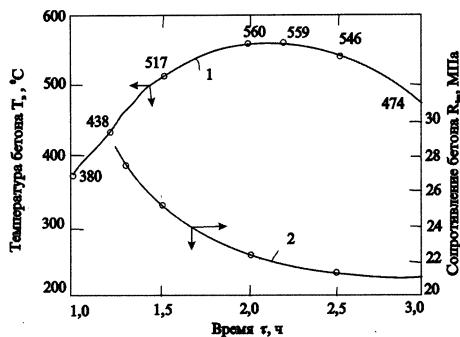


Рис.6.5. Изменение температуры (1) бетона локального объема сечения конструкции $T_b(\tau)$ и соответствующее изменение его сопротивления сжатию $R_{bu}(\tau)$ (2) при пожаре в помещении

Пример 11

Определить остаточную несущую способность железобетонной плиты перекрытия при воздействии реального пожара в помещении

Дано:
Характеристики помещения, конструкции, материалов, нагрузки на конструкцию: см.пример 7.

Решение:
1.Определяем изменение температуры рабочей арматуры растянутой зоны заданной железобетонной плиты при реальном пожаре в помещении (см.пример 3 разд.6.6), заносим эти значения в таблицу (см.табл., строка 2):

$\tau, \text{ч}$	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75
$T_{\text{с}}, ^\circ\text{C}$	345	421	469	485	482
$\varepsilon_{\text{с}}(\tau)$	0,0074	0,0091	0,015	0,034	0,058
$\varepsilon_{\text{с}}^{\text{ост}}(\tau)$	0,064	0,062	0,056	0,037	0,014
$\Delta\varepsilon_{\text{с}}^{\text{ост}}(\tau), \%$	90	87	79	52	19

2.Вычисляем предельное значение деформации растянутой арматуры плиты $\varepsilon_{\text{с}}^{\text{пр}}$, вызывающее ее обрушение (см.п.3 примера 7)
 $\varepsilon_{\text{с}}^{\text{пр}}=0,0714$.

3.Определяем значения полной деформации рабочей арматуры плиты при реальном пожаре в помещении (см. п.3.4-3.8 примера 7) и полученные значения $\varepsilon_{\text{с}}(\tau)$ заносим в таблицу по п.1.

4.Вычисляем искомые значения остаточной несущей способности заданной железобетонной плиты перекрытия по ф-лам (6.51), (6.52), и полученные данные заносим в итоговые графы таблицы по п.1.

Пример 12

Определить остаточную несущую способность железобетонной балки при воздействии реального пожара в помещении

Дано:

Все исходные данные аналогичны приведенным в примере 8 данного раздела.

Решение:

1.Вычисляем предельное значение деформации растянутой арматуры балки, вызывающее обрушение конструкции при воздействии пожара (см.п.1-3 примера 8).

$\varepsilon_{\text{с}}^{\text{пр}} = 0,0252$
2.Определяем значения полной деформации $\varepsilon_{\text{с}}(\tau)$ рабочей арматуры балки в различные моменты времени воздействия пожара (см.п.4-8 примера 8) и заносим в таблицу:

$\tau, \text{ч}$	60	76	90	105	115	125
$\varepsilon_{\text{с}}(\tau)$	0,0053	0,007	0,008	0,0095	0,0122	0,0174
$\varepsilon_{\text{с}}^{\text{ост}}(\tau)$	0,02	0,018	0,017	0,0157	0,013	0,0078
$\Delta\varepsilon_{\text{с}}^{\text{ост}}(\tau), \%$	79	72	68	62	52	31

3.Вычисляем искомые значения остаточной несущей способности заданной железобетонной балки в различные моменты времени воздействия пожара в помещении по ф-лам (6.51)-(6.52) и полученные данные заносим в итоговые графы таблицы(см.табл.по п.2).

Пример 13

Оценка соответствия модульного комплекса детской поликлиники в г.Салехард требованиям пожарной безопасности по критерию огнестойкости

Дано:

Здание детской поликлиники имеет в плане размеры — 27,16х18,76 м. Число этажей - 3.

Размер одного модуля: 5,9х3,0х2,8м.

Количество модулей на этаж - 27.

Всего модулей - 81.

Площадь этажа - 500м².

Строительные конструкции: стены, перекрытия и покрытия - трехслойные панели на металлическом каркасе в виде рамной конструкции из сварных полей и прокатных профилей из оцинкованной

профильной жести, толщиной $d_1=3\text{мм}$. Теплоизоляция — минеральная вата 100мм. Внутренний слой панелей - “силикатные противопожарные плиты “PROMATECT-H” (негорючий материал), $\delta=0,02\text{м}$.

Решение:
1. Определяем требуемую степень огнестойкости здания поликлиники.
Согласно СНиП 2.08.02-89* “Общественные здания”, табл.1, здание детской поликлиники, 3-хэтажное, с площадью этажа - 500 м² должно иметь требуемую степень огнестойкости $C_{f,r}^{np} = III$, т.к. число этажей > 2 , а площадь этажа $< 2000 \text{ м}^2$.
2. Определяем требуемые значения пределов огнестойкости основных конструкций здания.
Согласно СНиП 21-01-97*, табл.4*, имеем (см.табл.):

Требуемая степень огнестойкости здания $C_{f,r}^{np}$	Требуемые пределы огнестойкости конструкций, $t_{f,r}^{np}$		
	Несущие элементы здания	Перекрытия междуэтажные	Внутренние стены лестничных клеток
III	R45	REI 45	REI 60

3. Определяем фактические значения пределов огнестойкости основных конструкций здания.
3.1. Стены лестничных клеток — 3-х слойная панель на металлическом каркасе. Наружная обшивка из оцинкованной профилированной жести, внутренняя из негорючей плиты “PROMATECT-H”, толщиной 20 мм. Утеплитель — минеральная вата — 100мм.
Согласно табл.9.2.12 п.4(разд.9) имеем:
 $t_{f,r}^p = REI15$
3.2. Перекрытие междуэтажное - 3-х слойная панель на металлическом каркасе. Поперечные опорные балки - швеллер 100/40/3. Утеплитель - минеральная вата - 100 мм. Внутренняя обшивка плиты “PROMATECT-H”, толщиной 20 мм.
Согласно табл.9.2.12 п.4(разд.9) имеем:
 $t_{f,r}^p = REI15$
4. Проверяем соответствие огнестойкости основных конструкций здания требованиям норм по условию (2.4) (см.табл.):

Наименование конструкции	$t_{f,r}^{np}$	$t_{f,r}^p$	Вывод о соответствии требованиям норм $t_{f,r}^p \geq t_{f,r}^{np}$
Стены лестничных клеток	REI 60	REI 15	не соответствует
Перекрытие междуэтажное	REI 45	REI 15	не соответствует
Колонны металлические незащищенные	R45	R 12	не соответствует

Таким образом: основные конструкции здания не соответствуют требованиям СНиП по показателю огнестойкости.
Необходимо разработать мероприятия по повышению огнестойкости этих конструкций.
5. Анализ возможных путей повышения огнестойкости основных конструкций здания детской поликлиники:
Учитывая специфику конструктивного решения рассматриваемого здания пути повышения огнестойкости основных конструкций здания могут быть определены путем решения следующих задач:
- Определение значений пожарной нагрузки в помещениях объёма, прилегающих к стенам лестничных клеток;
- Определение режима реального пожара в помещениях модульного комплекса детской поликлиники г.Салехард при различных значениях пожарной нагрузки в нем;
- Оценка фактической огнестойкости конструкций рассматриваемого здания с учетом реальной пожарной нагрузки в его помещениях;
- Повторная проверка соответствия огнестойкости конструкций требованиям норм и, при необходимости, принятие решение по регулированию их огнестойкости.
6. Определение значений пожарной нагрузки в помещениях поликлиники, прилегающих к лестничным клеткам.
Согласно табл.9.4.6-9.4.9(разд.9) имеем (см.таблицу ниже):

№ этажа	Обозначение лестничной клетки	Прилегающие помещения		Пожарная нагрузка	
		№	Назначение	Мкал/м²	МДж/м²
1	Левая на плане 1-го этажа	1	Кабинет врача и коридор	<40	<168
		16	Помещение-склад	150	628
		2	Прачечная	60	250
		12	Помещения для ожидания пациентов с инфекционными заболеваниями	40	168
	Правая на плане 1-го этажа	5	Кабинет гл.врача и коридор	<40	<168
		15	Помещение для грязного белья	150	168
		14	Помещение для техники	40	168
		13	Помещение для ожидания (приемная)	40	<168
2	Левая на плане 2-го этажа	1	Приемная врача и коридор	<40	<168
		16	Помещение для ожидания	40	168
		1	Приемная врача	40	168
	Правая на плане 2-го этажа	6	Операционная, септическая и коридор	<40	<168
		14	Помещения для ожидания - хирургия	40	168
		10	ЭЭГ	40	168
		7	ЛОР	40	168

Продолжение табл.					
3	Левая на плане 3-го этажа	1	Администрация и коридор	<40	<168
		20	Помещение для ожидания	40	168
		8	Зубной врач	40	168
	Правая на плане 3-го этажа	7	Помещение для персонала и коридор	<40	<168
		18	склад	100	419
		15	фототерапия	40	168

Рассмотрение табл.2 дает представление о том, что в ряде помещений (№16 — помещение-склад на 1-ом этаже; №15 — помещение для грязного белья; №18 — склад на 3-м этаже), прилегающих к стенам лестничных клеток, находится повышенная пожарная нагрузка $q=628$ МДж·м². В остальных помещениях уровень пожарной нагрузки не превышает значений $q=168$ МДж·м².

7.Определение температурных режимов возможного реального пожара в зависимости от пожарной нагрузки помещения здания детской поликлиники г.Салехард.

7.1.Исходные данные:
Назначение помещения: склад на 3-м этаже поликлиники (помещение №16, примыкающее к стене лестничной клетки).
Размеры помещения: 4х3х2,8 м.
Проемы: дверь 0,875х2,0 м.
Площадь вертикальных проемов: $A_v=1,75$ м².
Площадь поверхности ограждений: $A_o=63,2$ м².
Приведенный коэффициент проемности

$K_{f,пр}^* = 0,059 \text{ м}^{1/2}$.
Значение пожарной нагрузки в помещении:
Вар.1 - максимальная, $q=628$ МДж·м².
Вар.2 - минимальная, $q=168$ МДж·м².
Поправочный коэффициент $f_1=1,5$ (см.табл.9.4.11 разд.9).

Метод решения этой задачи изложен в разд.6.2.

7.2. Определяем значения параметров температурного режима возможного пожара ψ , τ_m , V_c в заданном помещении здания по ф-лам (6.5)-(6.7):

Вар.А.

$$q^{np} = q \cdot f_i = 628 \cdot 1.5 = 942 \text{ МДж} \cdot \text{м}^2.$$
$$\psi = 1,37 - \frac{150 \cdot K_i^{np} - 0,65}{(K_i^{np})^2 \cdot 10^4} = 1,37 - \frac{150 \cdot 0,059 - 0,65}{(0,059)^2 \cdot 10^4} = 1,13$$
$$\tau_m = \frac{q^{np}}{8318 \cdot K_i^{np} - 4021(K_i^{np})^2} = \frac{942}{8318 \cdot 0,059 - 4021(0,059)^2} = 1,984 \text{ ч}$$
$$V_c = \frac{98000 \cdot K_i^{np} - 1500}{942} = 4,55 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{мин.}$$

Вар.Б.

$$q^{np} = 168 \cdot 1,5 = 252 \text{ МДж} \cdot \text{м}^2.$$
$$\psi = 1,13; \quad \tau_m = 0,53 \text{ ч}; \quad V_c = 17 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{мин.}$$

7.3. Определяем температурные режимы реального пожара в заданных помещениях здания по ф-ле (6.8):
при $\tau \leq \tau_m$: $T'_f(\tau) = \psi T''_f(\tau)$
при $\tau > \tau_m$: $T'_f(\tau) = \psi T''_f(\tau) - V_c(\tau - \tau_m)$.
Результаты расчетов по приведенной выше ф-ле представляем в табличной форме:

Вар.А. $\psi=1,13$; $\tau_m=1,98$ ч; $V_c=4,55$ °C/мин

τ , ч	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,25	2,50
$T''_f(\tau)$	20	821	925	986	1029	1047	1062
$\psi T''_f(\tau)$	20	928	1045	1114	1163	1183	1200
$\tau - \tau_m$	-	-	-	-	2	17	32
$-V_c(\tau - \tau_m)$	-	-	-	-	-9,0	-77	-146
$T'_f(\tau)$	20	928	1045	1114	1154	1106	1054

Вар.Б. $\psi=1,13$; $\tau_m=0,53$ ч; $V_c=17$ °C/мин

τ , ч/мин	0	0,25/15	0,50/30	0,67/40	0,75/45	1,0/60
$T''_f(\tau)$	20	718	821	865	882	925
$\psi T''_f(\tau)$	20	811	928	977	997	1045
$\tau - \tau_m$	-	-	-	8	13	28
$-V_c(\tau - \tau_m)$	-	-	-	-136	-221	-476
$T'_f(\tau)$	20	811	928	841	776	569

В графическом виде полученные режимы реального пожара в помещениях здания представлены на рис.6.5.

Рассмотрение полученных графиков возможных режимов реального пожара в рассматриваемом помещении позволяет сделать следующие выводы:

- Температурный режим пожара в рассматриваемом помещении существенно зависит от величины пожарной нагрузки (см.кривые 2 и 3 рис.6.6).
- При максимальной пожарной нагрузке в помещении (склад) ($q^{np} = 942$ МДж·м²), режим возможного пожара является более опасным, чем режим «стандартного» пожара (см.кривые 2 и 1 рис.6.6), в связи с чем к конструкциям стен лестничных клеток, к которым прилагает рассматриваемое помещение, должны быть предъявлены еще более жесткие требования к огнестойкости, чем приведенные в нормах.
- При меньшей пожарной нагрузке в рассматриваемом помещении ($q^{np} = 252$ МДж·м²) режим возможного пожара гораздо менее опасен, т.к. повышение температуры при пожаре в помещении продолжается всего полчаса ($\tau_m=0,53$ ч), а затем начинается стадия затухания пожара, характеризующаяся резким спадом температуры (см.кривую 3 рис.6.5).
- Необходимо провести оценку огнестойкости основных конструкций здания при воздействии полученных режимов реального пожара.

7.4. Расчет огнестойкости стен лестничных клеток рассматриваемого здания, с учетом возможного режима реального пожара в помещениях, прилегающих к лестничной клетке.

Исходные данные:

Конструкция стены – силикатная защитная плита «PROMATECT-H», толщиной $\delta=0,02\text{ м}$; теплоизоляция – минеральная шерсть – 100 мм, металлический каркас (стальные профили, швеллеры), толщиной $d_1=0,003\text{ м}$.

Приведенные значения коэффициента температуропроводности $a^{\text{ст}}$ материалов стены:

силикатная защитная плита $\rho=1000\text{ кг/м}^3$; $a^{\text{ст}}=0,000722\text{ м}^2/\text{ч}$;

минеральная шерсть $\rho=200\text{ кг/м}^3$; $a^{\text{ст}}=0,0009\text{ м}^2/\text{ч}$;

Критическая температура нагрева металлического каркаса стены $T_{\text{кр}}^{\text{ст}}=500^\circ\text{C}$.

Режим пожара для помещения с пожарной нагрузкой $q=168\text{ МДж/м}^2$ ($q^{\text{пр}}=252\text{ МДж/м}^2$) (см. кривую 3 рис.6.6) и при $q=628\text{ МДж/м}^2$ ($q^{\text{пр}}=942\text{ МДж/м}^2$) (см. кривую 2 рис.6.6).

$h=0,12\text{ м}$.

Метод решения:

Задача сводится к определению такой толщины защитной противопожарной плиты «PROMATECT-H», при которой во время возможного реального пожара, режим которого задан, металлический каркас стены, защищаемый плитой «PROMATECT-H», не прогреется до критической температуры 500°C .

В конструкцию стены входят два слоя материала («PROMATECT-H» и минеральная шерсть) имеющие близкие значения коэффициентов температуропроводности $a^{\text{ст}}$, определяющих скорость изменения температуры материала при его прогреве. В связи с этим, принимаем, что стена состоит из слоя однородного материала, имеющего больший из 2-х значений коэффициент температуропроводности $a^{\text{ст}}=0,0009\text{ м}^2/\text{ч}$, имеющая металлическое включение на глубине « δ »= $0,02\text{ м}$.

Это допущение, обычно используемое в практике теплотехнических расчетов, дает возможность с некоторым запасом использовать для расчета методику, изложенную в разд.6.3.

Расчетная схема решения задачи, с учетом вышеизложенных соображений представлена на рис.6.6.

Решение:

1. Определяем значение теплового источника $\Theta_n^{\text{пр}}$ на стадии развития реального пожара, в соответствии с п.4, разд.6.3:

Вар. А.

$$q^{\text{пр}} = 942\text{ МДж/м}^2$$

Вар. Б.

$$q^{\text{пр}} = 252\text{ МДж/м}^2$$

$$\Theta_n^{\text{пр}} = 542\psi^2 + 275\psi + 403 = 542(1,13)^2 + 275 \cdot 1,13 + 403 = 1406^\circ\text{C}$$

2. Определяем значение параметра x_1^* для $\delta=0,02\text{ м}$, в соответствии с ф-лой 6.14 разд.6.3:

$$x_1^* = \delta + \varphi_1 \sqrt{a_{\text{ст}}} + \varphi_2 \cdot d_1 = 0,02 + 0,55 \sqrt{0,0009} + 0,003 = 0,0395\text{ м.}$$

где: $\varphi_1=0,55$ (по табл.9.3.3, разд.9)

$\varphi_2=1,0$ (по табл.9.3.3, разд.9)

3. Определяем значение температуры металлического кар-

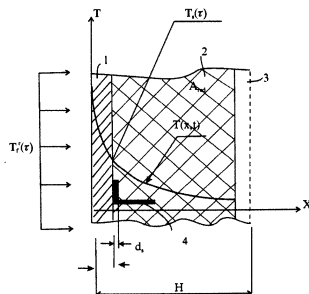


Рис.6.6. Расчетная схема задачи оценки огнестойкости панели стены модульного комплекса детской поликлиники в г. Салехард

1-защитная, несгораемая плита «PROMATECT-H» ($\delta=0,02\text{ м}$);

2-слой теплоизоляции (минеральная шерсть, 100мм);

3-оцинкованная профилированная жель, 3мм;

4-элементы металлического каркаса, $d_1=3\text{ мм}$.

каса панели стены лестничных клеток рассматриваемого здания в различные моменты времени воздействия 2-х вариантов воздействия реального пожара (см.таблицы):

Вар.А. Режим пожара - $\psi=1,13$; $\tau_m=1,98$ ч; $V_c=4,55$ °C/мин.

$\tau, ч$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,25	2,5	2,75
$l = \sqrt{12\alpha_{ред}\tau}$	0,074	0,104	0,127	0,147	0,156	0,164	0,172
$r=\chi^*/l$	0,53	0,38	0,31	0,27	0,25	0,24	0,23
T_h (п.10 разд.6.3)	326	553	680	759	800	820	842
$\tau_c=\tau-\tau_m$	-	-	-	-	0,28	0,53	0,78
$F_0 = \frac{\alpha_{ред}\tau_c}{h^2}$	-	-	-	-	0,0175	0,0331	0,0488
Θ_c (п.11, $\eta=0,19$)	-	-	-	-	0,004	0,009	0,0175
$T_c = -\Theta_c \cdot \frac{V_c h^2}{\alpha_{ред}}$	-	-	-	-	-17	-39	-76
$T=T_h+T_c$	326	553	680	759	783	781	766

Вар.Б. Режим пожара - $\psi=1,13$; $\tau_m=0,534$ ч; $V_c=17$ °C/мин.

$\tau, ч$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0
$l = \sqrt{12\alpha_{ред}\tau}$	0,052	0,074	0,09	0,104	0,127	0,147
$r=\chi^*/l$	0,76	0,53	0,44	0,38	0,31	0,27
T_h (п.10 разд.6.3)	100	326	455	553	680	759
$\tau_c=\tau-\tau_m$	-	0	0,25	0,5	1,0	1,5
$F_0 = \frac{\alpha_{ред}\tau_c}{h^2}$	-	0	0,0156	0,0313	0,0625	0,0938
Θ_c (п.11, $\eta=0,19$)	-	-	0,004	0,0075	0,025	0,044
$T_c = -\Theta_c \cdot \frac{V_c h^2}{\alpha_{ред}}$	-	-	-65	-122	-408	-718
$T=T_h+T_c$	100	326	390	431	272	41

4.Строим графики прогрева металлического каркаса панели стены лестничных клеток рассматриваемого здания в различные моменты времени воздействия 2-х полученных выше режимов реального пожара, для двух вариантов пожарной нагрузки в помещениях (см.рис.6.8).

5.Анализ полученных результатов расчета огнестойкости панелей стен лестничных клеток рассматриваемого здания позволяет сделать следующие выводы:

а)примыкание к лестничным клеткам здания помещений с большой пожарной нагрузкой (помещение - склад с $q''=942$ МДж·м⁻²) в случае пожара в них не обеспечивает требуемой огнестойкости стен лестничных клеток, т.к. элементы металлического каркаса панели стены прогреются до критической температуры $T_{cr}'' = 500$ °C за период времени, меньший чем величина требуемого предела огнестойкости $t_{f,r}'' = REI60$ (см.кривую 1а, рис.6.7).

б)примыкание к лестничным клеткам здания помещений с уменьшенной пожарной нагрузкой ($q''=252$ МДж·м⁻²), в случае пожара в них, обеспечивает требуемую нормами огнестойкость стен лестничных клеток ($t_{f,r}'' = REI60$), т.к.температура прогрева металлического каркаса панели стены при этом режиме пожара не достигает критической температуры ($T_{cr}'' = 500$ °C) (см.кривую 2а, рис.6.8).

в)таким образом, требуемая огнестойкость панелей стен может быть обеспечена путем:

- уменьшения пожарной нагрузки в помещениях-складах;
- или увеличения толщины δ защитной плиты "ПРОМАТЕСТ-Н";

- или уменьшения числа этажей здания с 3-х до 2-х, что понизит требуемую степень огнестойкости здания, и, соответственно значения требуемых пределов огнестойкости основных конструкций здания.

Пример 14

Определить величину постоянной пожарной нагрузки покрытия здания из легких металлических конструкций (ЛМК)

Дано:

Конструкция покрытия здания из ЛМК, состоящая из следующих элементов (см.рис.6.9) [6.3]:

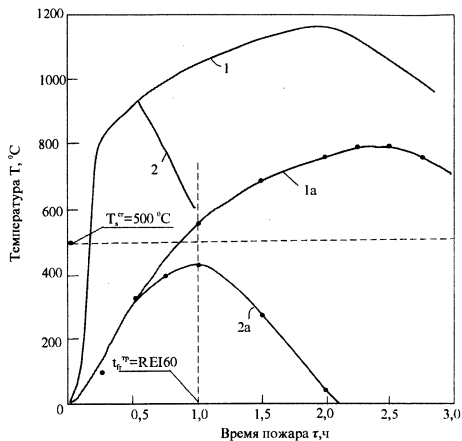


Рис.6.7.Изменение температуры нагрева металлического каркаса панелей стен лестничных клеток здания поликлиники в г.Салехард при различных режимах реального пожара

1-температурный режим реального пожара в заданном помещении по вар.А (при $q^{np}=942\text{МДж}\cdot\text{м}^{-2}$);

1а-температуры прогрева металлического каркаса панели стены лестничных клеток здания при температурном режиме пожара по вар.А;

2-температурный режим реального пожара в заданном помещении по вар.Б($q^{np}=252\text{МДж}\cdot\text{м}^{-2}$);

2а-температуры прогрева металлического каркаса панели стены лестничных клеток здания при температурном режиме пожара по вар.Б

- профилированный настил;
- пароизоляция на битумной мастике, массой 20 кг/м^2 ;
- утеплитель/пеностирольный пенопласт, массой $1,75\text{ кг/м}^2$;
- рубероидный ковер (5 слоев, включая 1 слой пароизоляции, массой 7 кг/м^2).

Решение:

1.Определяем значения характеристики количества тепла, выделяемого одним килограммом горючих веществ, входящих в состав элементов заданного покрытия, при их сгорании.

Согласно табл.9.4.1 разд.9, имеем:

- для битумной мастики - $37,5\text{ МДж/кг}$
- для пеностирольного пенопласта - 39 МДж/кг
- для рубероида - $29,5\text{ МДж/кг}$

2.Определяем величину постоянной пожарной нагрузки p , заданного покрытия здания из ЛМК по Ф-ле [6.3]:

$$p_s = M_i \cdot H_i$$

где: M_i - масса i -го горючего вещества или материала, кг;

H_i - количество тепла, выделяемого при сгорании одним килограммом i -го вещества или материала, $\text{МДж}\cdot\text{кг}^{-1}$.

Наименование горючих веществ и материалов	M_i , кг	H_i , $\text{МДж}\cdot\text{кг}^{-1}$	$\frac{M_i H_i}{S = 1\text{м}^2}$
Битумная мастика	20	37,5	750
Рубероидный ковер	7	29,5	206,5
Пеностирольный пенопласт	1,75	39	68,25
$p_s = \sum_{i=1}^n \frac{M_i H_i}{S} = 1025\text{ МДж}\cdot\text{м}^{-2}$			

Таким образом, величина постоянной пожарной нагрузки заданного покрытия здания из ЛМК составляет $p_s = 1025\text{ МДж}\cdot\text{м}^{-2}$.

Можно определить какому эквивалентному количеству древесины соответствует полученное значение постоянной нагрузки заданного покрытия. Учитывая, что для древесины $H_{дрв} = 13,8\text{ МДж/кг}$, имеем:

$$M_{древ} = \frac{P_s}{H_{древ}} = \frac{1025}{13,8} = 74 \text{ кг.}$$

Необходимо также учитывать [6.3], что с каждым годом эксплуатации здания пожарная нагрузка возрастает в результате проводимых работ по ремонту мягкой кровли и нанесения дополнительных слоев рубероида на битумной мастике. Так, по одному из сгоревших зданий из ЛМК было отмечено, что за 15 лет эксплуатации количество слоев рубероидного ковра увеличилось с 4 до 9.

РАЗДЕЛ 7.

**ОЦЕНКА ОГНЕСТОЙКОСТИ
РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ****Литература к разделу 6**

- 6.1. Рекомендации по оценке огнестойкости и остаточной несущей способности железобетонных конструкций в условиях реального пожара, -М.: МИСИ - НИИЖБ, 1990.-58с.
- 6.2. Бартелеми Б., Крюппа Ж. Огнестойкость строительных конструкций/ Пер.с фран.; Под ред.В.В.Жукова, - М.: Стройиздат, 1985.-216с.
- 6.3. Климушин Н.Г. Пожарная безопасность зданий из легких металлических конструкций. -М.: Стройиздат, 1990.-112с., ил.
- 6.4. Стандарт СЭВ 446-77. Противопожарные нормы строительного проектирования. Методика определения расчетной пожарной нагрузки.

Содержание раздела 7

Предисловие

7.1. Особенности оценки огнестойкости реконструируемых зданий

7.1.1. *Изменение в процессе эксплуатации и реконструкции зданий факторов, влияющих на огнестойкость конструкций*

7.1.2. *Концепция оценки огнестойкости реконструируемых зданий*

7.2. Оценка огнестойкости эксплуатируемых и реконструируемых зданий

7.3. Оценка огнестойкости эксплуатируемых конструкций

7.4. Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций реконструируемых зданий

7.5. Примеры оценки огнестойкости реконструируемых зданий и конструкций

Пример 1. Определить возможное изменение требований строительных норм и правил к огнестойкости реконструируемого здания при надстройке дополнительных этажей

Пример 2. Определить эксплуатационное значение коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{\text{с,т}}$ поврежденной коррозией рабочей арматуры железобетонной плиты

Пример 3. Определить критическую температуру нагрева при пожаре $T_{\text{к}}$ рабочей арматуры эксплуатируемой железобетонной плиты перекрытия с учетом различных уровней ее коррозии

Пример 4. Определить значение эксплуатационного предела огнестойкости железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания по признаку «R» - потере несущей способности

Пример 5. Определить значение эксплуатационного предела огнестойкости железобетонной плиты перекры-

тия реконструируемого здания по признаку «I» - потере теплоизолирующей способности

Пример 6. Определить значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания по признаку «R» - утрате несущей способности

Пример 7. Определить значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания по признаку «I» - утрате теплоизолирующей способности

Пример 8. Проверить соответствие реконструируемого здания с устройством надстройки требованиям строительных норм и правил по показателю огнестойкости

Пример 9. Разработать меры по повышению огнестойкости эксплуатируемой конструкции

Литература к разделу 7

Предисловие

Проблема огнестойкости реконструируемых и надстраиваемых зданий имеет важное практическое значение в связи с массовой реконструкцией зданий различного назначения, городов и населенных пунктов, с учетом изменения функциональных, эксплуатационных санитарно-бытовых и других требований [7.1-7.3].

Во время эксплуатации здания происходит постепенная утрата конструкциями своих эксплуатационных качеств [7.1-7.3], в том числе определенной доли их огнестойкости. До настоящего времени оценка огнестойкости зданий производилась на основе справочных данных о пределах огнестойкости основных конструкций здания, полученных при стандартных огневых испытаниях до начала их эксплуатации [7.2]. При реконструкции зданий, проводимой в ряде случаев с надстройкой дополнительных этажей, может происходить повышение, требуемой нормами [7.2], степени огнестойкости здания. При этом огнестойкость основных существующих и эксплуатируемых конструкций может перестать удовлетворять требованиям норм. Это приводит к необходимости проведения специальных оценок огнестойкости реконструируемых зданий, особенно ответственных в случае надстройки дополнительных этажей [7.3].

Решение такого рода задач затруднялось из-за недостаточного развития научно-методических аспектов оценки огнестойкости эксплуатируемых и реконструируемых зданий.

В данном разделе «Инженерных решений» излагаются разработанные [7.1-7.3] методы оценки огнестойкости реконструируемых зданий, инженерные методы расчета на огнестойкость эксплуатируемых конструкций реконструируемых зданий.

Данная работа выполнялась в Институте инженерной безопасности в строительстве при Московском государственном строительном университете, при участии кафедр Железобетонных конструкций, Градостроительства, Охраны труда и Пожарной безопасности [7.2].

7.1. Особенности оценки огнестойкости реконструируемых зданий

7.1.1. Изменение факторов, влияющих на огнестойкость конструкций в процессе эксплуатации и реконструкции зданий

В процессе изготовления, возведения, эксплуатации конструкций в них формируются разного рода повреждения и дефекты, приводящие к отклонениям от исходного (проектного) состояния.

Как показывают обследования [7.4], повреждения железобетонных и каменных конструкций зависит от большого числа факторов: окружающей среды (влажности, температуры, агрессивных газов, жидких агрессивных сред), свойств бетона и арматуры, конструктивных решений (вида, количества, расположения арматуры, вида и уровня напряженного состояния в бетоне и арматуре, а также в составляющих каменной кладки).

Важную роль при образовании повреждений конструкций в условиях эксплуатации играет силовой фактор. Силовые воздействия на конструкции являются следствием внешних природных и искусственных нагрузок, приводящих к воздействию на конструкции продольных, сжимающих и растягивающих сил, изгибающих и крутящих моментов или их комбинаций. Это приводит к возникновению в сечениях конструкций различных напряженных состояний: сжатия, растяжения, внецентренного сжатия и растяжения, изгиба, сдвига, кручения или их состояния. Во время эксплуатации здания, такого рода воздействия приводят к образованию, накоплению разного рода микро- и макроповреждений, деформаций материалов конструкций.

К наиболее характерным дефектам железобетонных конструкций, согласно [7.4], относятся:

- сколы бетона, как следствие механических воздействий (см. рис. 7.1);
- отслоение защитного слоя из-за коррозии арматуры (см. рис. 7.1);
- повреждения арматуры и закладных деталей из-за механических воздействий и коррозии арматуры (см. рис. 7.2);

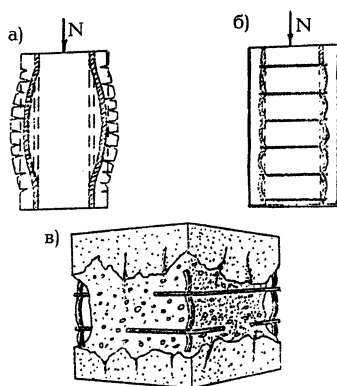


Рис.7.1. Характер силовых повреждений сжатого железобетонного элемента с малым или случайным эксцентриситетом при потере устойчивости продольной арматуры: а - при отсутствии или большом шаге поперечных стержней; б-при частом расположении поперечных стержней; в- в стадии разрушения

-коррозия арматуры из-за потери бетоном защитных свойств (см.рис.7.2);

-выпучивание арматуры, продольные трещины в сжатой зоне конструкции из-за перегрузки конструкции (см.рис.7.1.).

Дефекты и повреждения каменной кладки от воздействия силовых факторов возникают в наиболее нагруженных элементах каменных конструкций: несущих каменных столбах, простенках, пилястрах и др.

Эти элементы работают в основном на центральное и внецентренное сжатие. Повреждение каменных сжатых элементов

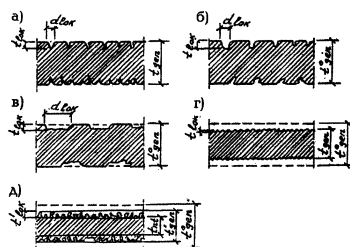


Рис.7.2. Виды коррозии арматуры железобетонных конструкций: а- местная точечная (питтинговая); б-местная язвенная; в-местная пятнами; г-сплошная равномерная; д- сплошная неравномерная

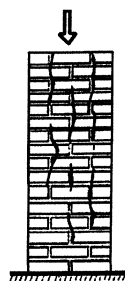


Рис.7.3.Характер силовых повреждений сжатого кирпичного столба

от силовых воздействий обычно сводится к образованию продольных трещин, которые с увеличением нагрузки развиваются по высоте, соединяются между собой и разделяют кладку на отдельные вертикальные гибкие столбики (рис.7.3). Из-за потери устойчивости столбики последовательно разрушаются, что приводит в конечном итоге к разрушению всей конструкции.

Наиболее часто встречающимися силовым повреждением кладки является повреждение, вызванное местной перегрузкой при опирании металлических или железобетонных балок на кирпичные стены без устройства опорных железобетонных подушек или при применении неармированных бетонных подушек (рис.7.3).

Основные виды дефектов и повреждений каменных конструкций, таким образом, включает в себя:

- деформация стен (искривление горизонтальных и вертикальных швов, выпучивание, отклонение от вертикали) в результате неравномерной усадки оснований, бокового давления грунтов, одностороннего оттаивания кладки, температурных, силовых воздействий и т.п.;

- отколы, раковины, выбоины и другие нарушения сплошности в результате нарушения технологии строительства, механических воздействий в процессе эксплуатации;

- увлажнение стен в местах повреждения наружного слоя и скапливания влаги от атмосферных осадков, конденсации влаги; повреждения кровли в зоне карниза, нарушения гидроизоляции водосточных желобов, в зонах размещения санитарно-технического оборудования, трубопроводов, емкостей с жидкостью,;

- разрушение основного материала стен в виде трещин в кладке (вертикальных, горизонтальных, параболических, V-образных) из-за просадки грунта, перегрузки, пониженной прочности материала, недостаточного армирования, усилий в примыкающих конструкциях, температурно-влажностных деформаций, воздействия химически активных эксплуатационных сред и т.д. (см.рис.1.7).

Оценка технического состояния конструкций проводится на основе результатов их обследования. Программа обследования эксплуатируемых конструкций обычно включает [7.4] ознакомление с проектно-технической документацией, условиями эксплуатации, обследования конструкций, подлежащих ремонту или реконструкции.

Обследования железобетонных и каменных конструкций подразделяются [7.4] на предварительные (общие) и детальные.

Обычно техническое состояние эксплуатируемых конструкций по результатам обследований относят (или сравнивают) с теми или иными категориями состояния конструкций [7.4].

Основные категории состояния железобетонных конструкций приведены в табл.9.5.1 разд.9, каменных конструкций в табл.9.5.2.

Перечисленные выше эксплуатационные изменения проектных характеристик конструкций приводят к снижению способности конструкций сопротивляться воздействию пожара, т.е. к снижению их огнестойкости.

Одним из основных параметров, от которых зависит также огнестойкость строительных конструкций, является коэффициент условий работы рабочей арматуры при пожаре $\gamma_{s,T}$.

Физический смысл этого коэффициента наиболее подробно рассмотрен в разд.3. По существу этот коэффициент отражает степень нагружения материала конструкции от эксплуатационных нагрузок относительно его сопротивления и выражается в виде соотношения:

$$\gamma_{s,T} = \frac{\sigma_s}{R_{s,T}} = \frac{R_{s,T}}{R_{sH}} = f(T_s) \quad (7.1)$$

где: σ_s - нормативное напряжение в сечении рабочей арматуры конструкции, МПа; R_{sH} - сопротивление стали арматуры, МПа; $R_{s,T}$ - сопротивление стали при температуре T , МПа.

Из выражения (7.1.) становится понятной важность коэффициента $\gamma_{s,T}$ при расчетах строительных конструкций на огнестойкость. Действительно, чем выше значение напряжений в сечении рабочей арматуры σ_s , от рабочих нагрузок, тем быстрее и при более низких температурах достигается предельная деформация растянутой арматуры, и тем ниже критическая температура прогрева материала при пожаре.

Рассмотрим, что происходит с коэффициентом условий работы $\gamma_{s,T}$ рабочей арматуры в условиях эксплуатации конструкций. В этих условиях поперечное сечение рабочей арматуры может уменьшиться за счет коррозии. Уменьшение поперечного сечения рабочей арматуры конструкций приводит, в свою очередь, к соответствующему увеличению напряжений σ_s в арматуре от рабочих нагрузок и, как следствие, к увеличению значения коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{s,T}$ этой арматуры.

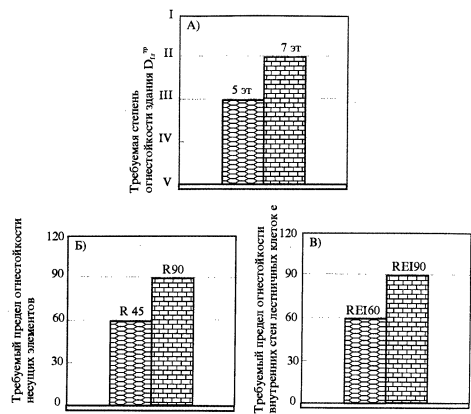


Рис. 7.4. Ужесточение требований строительных норм и правил к огнестойкости реконструируемого 5-ти этажного жилого здания с надстройкой дополнительных 2-х этажей
А-изменение требуемой степени огнестойкости здания D_n^{np} ;
Б-изменение требуемых пределов огнестойкости несущих элементов здания R^{np} ;
В-изменение требуемых пределов огнестойкости внутренних стен лестничных клеток $R_{л.ст}^{np}$.

Обозначим поправку на коррозию арматуры к значению коэффициента условий работы при пожаре рабочей арматуры - ω_r . Тогда:

$$\omega_r = \frac{\gamma_{sT}^{экс}}{\gamma_{sT}^{проект}} \quad (7.2)$$

$$\text{где: } \gamma_{sT}^{экс} = \frac{\sigma_s^{экс}}{R_{sH}}, \text{ а } \gamma_{sT}^{проект} = \frac{\sigma_s^{проект}}{R_{sH}} \quad (7.3)$$

- $\sigma_s^{экс}$ - напряжение в сечении рабочей арматуры с учетом ее коррозии в условиях эксплуатации;
- $\sigma_s^{пр}$ - напряжение в сечении рабочей арматуры при начальных (проектных) сечениях.

$$\omega_r = \frac{A_s^{пр}}{A_s^{экс}} = \frac{d_s^{пр}}{d_s^{экс}} \quad (7.4)$$

где: $A_s^{пр}$ - проектная площадь сечения рабочей арматуры конструкции; $A_s^{экс}$ - эксплуатационная площадь сечения рабочей арматуры конструкции; d_s - диаметр рабочей арматуры.

На рис. 9.5.1(разд. 9) представлена зависимость поправки w_r от относительного уменьшения диаметра рабочей арматуры при коррозии.

Рассмотрение рис. 9.5.1 показывает, что коэффициент условий работы при пожаре арматуры весьма существенно зависит от условий эксплуатации.

Очевидно, что, исходя из соотношения (7.3), процессы коррозии рабочей арматуры изгибаемых железобетонных элементов будут оказывать соответствующее влияние на значения критической температуры нагрева при пожаре арматурных стержней T_{cr} , и снижению предела огнестойкости конструкций.

Фактически пределы огнестойкости железобетонных конструкций зависят также от величины эксплуатационной нагрузки на конструкцию, толщины защитного слоя бетона, площади поперечного сечения арматуры или диаметра и др.

При реконструкции зданий, при необходимости надстройки дополнительных этажей, рабочие нагрузки на отдельные конструкции могут значительно увеличиться.

Как показывают многочисленные исследования, все эти факторы могут оказывать существенное влияние на огнестойкость, как отдельных конструкций, так и здания в целом.

В ряде случаев снижение огнестойкости конструкций может достигать величин, нарушающих противопожарную защиту здания по критерию огнестойкости, которую требуют современные нормы и правила [7.1-7.3].

Кроме того, при реконструкции зданий с устройством надстройки и соответствующем увеличением общего количества этажей, согласно строительных норм и правил [7.1.] здание дол-

жно относится к более высокой степени огнестойкости. Это повышает требования норм к пределам огнестойкости основных конструкций здания и вносит новые более жесткие ограничения в использование тех или иных материалов, конструктивных решений (см. пример 8 и рис. 7.4.).

7.1.2. Концепция оценки огнестойкости реконструируемых зданий

Необходимость разработки специальной концепции оценки огнестойкости реконструируемых зданий определялась, с одной стороны, изменением в процессе эксплуатации зданий характеристик строительных конструкций, которые снижают их огнестойкость (см. 7.1.1), и, с другой стороны, требованиям норм и правил, обязывающих обеспечить требуемую огнестойкость объектов, на всех этапах их существования.

Например, в п.1.1. СНиП 21-01-97* указывается, что «настоящие нормы и правила устанавливают **общие требования** противопожарной защиты помещений, зданий и других строительных сооружений на всех этапах их создания и эксплуатации».

В п.4.3. этого же СНиП обращается внимание на то, что «в процессе эксплуатации следует:

...не допускать изменения конструктивных, объемно-планировочных и инженерно-технических решений без проекта, разработанного в соответствии с действующими нормами и утвержденным в установленном порядке».

В п.1.7. этого СНиПа регламентируется положение о том, что «при изменении функционального назначения существующих зданий или отдельных помещений в них, а также при изменении объемно-планировочных и конструктивных решений должны применяться действующие нормативные документы в соответствии с новым назначением этих зданий или помещений».

Аналогичные требования сформулированы в ГОСТ 12.1.004-85.ССБТ. «Пожарная безопасность. Общие требования», где в п.1.6. указывается, что «пожарная безопасность объекта и его составных частей должна обеспечиваться как при эксплуатации, так и в случаях реконструкции, ремонта или аварийной ситуации».

Таким образом, концепция оценки огнестойкости реконструируемых зданий должна содержать положения, позволяющие рассматривать общее условие противопожарной защиты объекта (...) (см. разд. 2) по показателю огнестойкости, с учетом специфики влияния на этот показатель условий эксплуатации объекта и проекта его реконструкции.

При решении новых задач часто возникает необходимость в уточнении существующих понятий и их определении. Для оценки огнестойкости эксплуатируемых и реконструируемых зданий предлагаются следующие основные понятия [7.1.-7.3.]:

«**Проектный предел огнестойкости**» конструкции τ_{pr}^n – огнестойкость конструкции, полученная на основе стандартных огневых испытаний до начала эксплуатации.

«**Эксплуатационный предел огнестойкости**» конструкции τ_{ex} – огнестойкость конструкции в зависимости от ее технического состояния в процессе эксплуатации.

«**Коэффициент утраты огнестойкости эксплуатируемой конструкции**» C_{ex} – отношение эксплуатационного предела огнестойкости к ее проектному пределу огнестойкости:

$$C_{ex} = \frac{\tau_{ex}^{эксп}}{\tau_{pr}^{пр}} \quad (7.5)$$

Перед началом эксплуатации здания имеем:

$$\tau_{ex}^{эксп} = \tau_{pr}^{пр} \text{ и, соответственно } C_{ex} = 1.0.$$

В случае полного износа конструкции:

$$\tau_{ex}^{эксп} = 0 \text{ и, соответственно, } C_{ex} = 0.$$

Это означает, что значения коэффициента утраты огнестойкости могут изменяться в следующих пределах:

$$0 \leq C_{ex} \leq 1.0 \quad (7.6)$$

С помощью выражения (7.5.) можно определить значения эксплуатационного предела огнестойкости конструкции, если известны значения коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой конструкции (как функции ее технического состояния или износа $/W/$) и проектного предела огнестойкости:

$$\tau_{ex}^{эксп} = C_{ex} \cdot \tau_{pr}^{пр} \quad (7.7)$$

При реконструкции эксплуатируемого здания в общем случае, степень огнестойкости ($D_{f,с}$) здания будет зависеть от огнестойкости двух типов основных конструкций:

- «старые» конструкции, которые будут использоваться в здании и после его реконструкции. Эти конструкции, в силу их износа, утратили определенную долю проектного (начального) предела огнестойкости; их фактический «эксплуатационный предел огнестойкости» будет зависеть от их технического состояния и значения «новых» эксплуатационных нагрузок;

- «новые» конструкции, которые будут использоваться при надстройке здания или при замене некоторых старых конструкций; огнестойкость этих конструкций равна значению их «проектного предела огнестойкости».

Тогда условие противопожарной защиты реконструируемого здания по критерию «огнестойкость» будет иметь следующий вид (7.8):

$$\text{если} \begin{cases} (\tau_{f,с}^{\text{исп}} \geq \tau_{f,с}^{\text{пр}})_{\text{осн. "старых" констр.}}, \text{то} & D_{f,с}^{\text{исп}} \text{ соответствует } D_{f,с}^{\text{пр}} \\ (\tau_{f,с}^{\text{пр}} \geq \tau_{f,с}^{\text{пр}})_{\text{осн. "новых" констр.}} \end{cases}$$

Блок-схема решения задач по оценке огнестойкости реконструируемых зданий, с учетом условия (7.8), приведена на рис.7.5.



Рис.7.5. Блок-схема решения задачи по оценке огнестойкости реконструируемых зданий

7.2. Оценка огнестойкости эксплуатируемых и реконструируемых зданий

Общие положения

Здания и сооружения, на всех этапах своего существования, как при эксплуатации, так и в случаях реконструкции, ремонта или аварийной ситуации должны иметь пределы огнестойкости соответствующие требованиям строительных норм и правил.

Пределы огнестойкости эксплуатируемых конструкций (эксплуатационные пределы огнестойкости конструкций) зависят от их технического состояния в процессе эксплуатации, что может существенно повлиять на степень огнестойкости эксплуатируемого здания.

Реконструкция зданий, связанная с надстройкой дополнительных этажей, в ряде случаев, приводит к ужесточению нормативных требований к огнестойкости здания в целом и, соответственно, к ужесточению требований к огнестойкости конструкций.

Оценка огнестойкости эксплуатируемых и реконструируемых зданий производится путем последовательного решения следующих задач:

1. Устанавливают требуемую "степень огнестойкости" $D_{f,z}^{np}$ эксплуатируемого здания, с учетом его реконструкции. Решение этого вопроса производится с помощью соответствующих строительных норм и правил, в зависимости от назначения, площади, этажности здания, категории по взрывопожарной опасности и др. (СНиП "Жилые здания", "Общественные здания", "Производственные здания" и др.) (см. табл.9.1.1-9.1.6 раздел 9).

2. Определяют требуемые значения "пределов огнестойкости" $\tau_{f,z}^{np}$ всех основных конструкций эксплуатируемого здания, с учетом его реконструкции. Решение этого вопроса производится с помощью СНиП "Противопожарные нормы", в зависимости от полученной по п.1 требуемой "степени огнестойкости" здания (см. табл.9.1.7раздел 9).

3. Проектируют, с учетом информации, полученной по п.2, новые конструкции реконструируемой части эксплуатируемого здания. Решение этого вопроса производят с учетом необходимости обеспечения требуемой в обычных условиях эксплуатации

несущей, ограждающей способности для проектируемых конструкций.

4. Определяют значения фактических пределов огнестойкости эксплуатируемых и новых, проектируемых конструкций реконструируемого здания. Решение этого вопроса производится с помощью справочных данных о пределах огнестойкости строительных конструкций (см.раздел 9.2) или с помощью расчета (см.разд.7.4.).

5. Для эксплуатируемых конструкций реконструируемого здания определение их эксплуатационных пределов огнестойкости $\tau_{f,z}^{\#}$, производят с учетом технического состояния конструкций (см.разд.7.3.).

6. Для новых, проектируемых конструкций реконструируемого здания определение их проектных пределов огнестойкости $\tau_{f,z}^{\#}$, производят в соответствии с разд.4.

7. Производят проверку соответствия фактической степени огнестойкости $D_{f,z}^{\phi}$ эксплуатируемого здания, с учетом его реконструкции, требуемой степени огнестойкости $D_{f,z}^{np}$, регламентируемой строительными нормами и правилами для рассматриваемого здания. Решение этого вопроса производят в соответствии с условием (7.8.), которое имеет вид:

если
$$\left\{ \begin{matrix} \tau_{f,z}^{\#} \geq \tau_{f,z}^{np} \\ \tau_{f,z}^{\#} \geq \tau_{f,z}^{np} \end{matrix} \right\}_{\text{исл. "старых" конструкций}} \left\{ \begin{matrix} \tau_{f,z}^{\#} \geq \tau_{f,z}^{np} \\ \tau_{f,z}^{\#} \geq \tau_{f,z}^{np} \end{matrix} \right\}_{\text{исл. "новых" конструкций}} \}, \text{ то } D_{f,z}^{\phi} \geq D_{f,z}^{np} \text{ соответствует}$$

Если условие (7.8.) выполняется, то огнестойкость эксплуатируемого здания, с учетом его реконструкции, соответствует требованиям строительных норм и правил.

Если условие (7.8.) не выполняется, то необходимо проведение специальных мероприятий по увеличению огнестойкости соответствующих элементов зданий.

Примеры оценки огнестойкости эксплуатируемых и реконструируемых зданий приведены в разд.7.5.

7.3. Оценка огнестойкости эксплуатируемых конструкций

1. Определение эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций следует проводить на основании результатов обследования их технического состояния.

2. Результаты обследования технического состояния конструкций используются в качестве дополнительных исходных данных для определения их эксплуатационных пределов огнестойкости и должны включать наименование категории состояния конструкций и детальные признаки их фактического состояния.

3. Детальные признаки фактического технического состояния конструкции должны отражать изменения в процессе эксплуатации тех параметров, которые оказывают наибольшее влияние на огнестойкость: форма и размеры поперечного сечения элементов конструкции, сплошность, прочность, деформации и т.д.

4. Определение эксплуатационных пределов огнестойкости $\tau'_{f,r}$ конструкций, с учетом их технического состояния, следует производить путем определения "проектных пределов огнестойкости" $\tau''_{f,r}$ конструкций, полученных на основе стандартных огне-невых испытаний до начала эксплуатации, затем определения значения коэффициента утраты огнестойкости конструкции $C_{f,r}$, и, наконец, определения искомого "эксплуатационного предела огнестойкости" как произведения этих двух показателей:

$$\tau'_{f,r} = C_{f,r} \cdot \tau''_{f,r}.$$

5. Определение "проектных" пределов огнестойкости конструкций реконструируемых зданий следует проводить на основе справочных данных, приведенных в разд.9 или путем расчета (см.разд.5).

6. Определение "эксплуатационных пределов огнестойкости" бетонных и железобетонных конструкций следует производить по разд.4 с учетом изменения толщины защитного слоя бетона, площади рабочей арматуры и других существенных для огнестойкости признаков. Для самых уязвимых при воздействии пожара изгибаемых железобетонных конструкций, имеющих наименьшие запасы огнестойкости по сравнению с требуемыми нормами, в разд.9 приведены значения коэффициента утраты огнестойкости в зависимости от категории технического состояния

конструкции. В разделе 7.5 приведен пример определения "эксплуатационных пределов огнестойкости" конструкций реконструируемого жилого здания.

7. Определение "эксплуатационных пределов огнестойкости" металлических конструкций следует проводить по разд.4 "Несущие металлические конструкции". При этом "приведенную толщину металла", равную отношению "площади поперечного сечения" к "обогреваемой части периметра сечения", следует вычислять с учетом изменений этих параметров, в соответствии с результатами обследования металлических конструкций.

8. Определение "эксплуатационных пределов огнестойкости" деревянных конструкций следует проводить по разделу 4 "Несущие деревянные конструкции". При этом необходимо учитывать изменение геометрических размеров конструкции и свойств древесины, отраженных в результатах обследования технического состояния конструкций.

9. Определение "эксплуатационных пределов огнестойкости" каменных конструкций следует проводить по разделу 4 "Каменные конструкции". При этом необходимо учитывать изменения геометрических размеров конструкций и прочности материала, отраженных в результатах обследования технического состояния конструкций или с помощью коэффициента утраты огнестойкости, приведенного в разд. 9 данной работы. (табл.9.5.4-9.5.5).

7.4. Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций реконструируемых зданий

1) Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций реконструируемых зданий следует выполнять в соответствии с методиками, изложенными в разд..., с обязательным учетом при этом изменения параметров конструкций, выявленных при обследовании здания, и играющих существенную роль в утрате конструкциями своей огнестойкости при пожаре.

2) Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций следует выполнять по методикам, изложенным в разд.5, с учетом изменения за время

эксплуатации толщины защитного слоя бетона у рабочей арматуры конструкции; изменения площади поперечного сечения рабочей арматуры за счет коррозии или иных причин; изменения величины эксплуатационных нагрузок, прочности, деформативности материалов конструкций.

3) Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости деревянных и металлических конструкций следует выполнять по методикам, изложенным в разд.5, с учетом изменения параметров конструкций, которые выявлены при обследовании здания и которые играют существенную роль в утрате этими конструкциями своей огнестойкости.

4) Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций реконструируемых зданий производится для двух предельных состояний конструкции: по потере несущей способности ("R") и по потере теплоизолирующей способности ("I").

5) Эксплуатационный предел огнестойкости конструкции реконструируемого здания по признаку "R" равен времени от начала воздействия пожара ("стандартный" режим) до момента времени $\tau = \tau'_{f,x}$, когда несущая способность эксплуатируемой конструкции становится недостаточной для восприятия приложенной к ней нормативной нагрузки $N^0(M^0)$.

6) Эксплуатационный предел огнестойкости конструкций реконструируемого здания по признаку "I" равен времени от начала воздействия пожара до момента времени $\tau = \tau_{f,x}(I)$, когда температура необогреваемой поверхности эксплуатируемой конструкции прогреется до недопустимой, регламентируемой нормами, температуры (см.разд.2).

7) Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций по признаку "R" требует решения двух задач:

а) Расчет температуры прогрева при пожаре эксплуатируемых конструкций реконструируемых зданий. Теплотехническая задача огнестойкости/ (см.разд.3).

б) Расчет изменения несущей способности эксплуатируемых конструкций при огневом воздействии (пожара). Прочностная задача огнестойкости (см.разд.3).

8) Расчет эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций по признаку "I" требует решения одной теплотехнической задачи огнестойкости - расчета прогрева необогреваемой

поверхности эксплуатируемой конструкции до недопустимой температуры (см.разд.3).

9) Особое внимание необходимо обращать на изменение в условиях эксплуатации рабочих сечений элементов эксплуатируемых конструкций.

10) Оценка влияния коррозии рабочей арматуры железобетонных конструкций на их коэффициент условий работы при пожаре $\gamma'_{f,T}$ может производиться с помощью выражения:

$$\gamma'_{f,T} = \omega_{\gamma} \cdot \gamma''_{f,T} \quad (7.9)$$

где: ω_{γ} - поправка к значению коэффициента условий работы при пожаре рабочей арматуры за счет ее коррозии; $\gamma''_{f,T}$ - проектные значения коэффициента условий работы при пожаре рабочей арматуры.

11) Значения ω_{γ} определяются по рис.9.5.1, разд. 9, в зависимости от относительного изменения диаметра d'_s рабочей арматуры при ее коррозии.

12) Примеры расчета эксплуатационных пределов огнестойкости конструкций реконструируемых зданий приведены в разделе 7.5.

7.5. Примеры оценки огнестойкости реконструируемых зданий и конструкций

Пример 1

Определить возможное изменение требований строительных норм и правил к огнестойкости реконструируемого здания при надстройке дополнительных этажей.

Дано:

Назначение здания - жилое

Число этажей до реконструкции - 5

Число этажей после реконструкции - 7

Решение:

1. Определяем требуемую нормами степень огнестойкости $D_{f,T}^{np}$ для рассматриваемого здания до и после реконструкции:

Согласно табл.9.1.1 разд.9.1. имеем -

- Для зданий, имеющих число этажей от 3 до 5 - $D_{f,T}^{np} = III$;

- Для зданий, имеющих число этажей от 6 до 10 - $D_{f,T}^{np} = II$;

2. Определяем требуемые нормами минимальные значения пределов огнестойкости строительных конструкций здания до и после его реконструкции (см. табл.9.1.7 разд.9.1):

Этап существования объекта	$D_{f,r}^{m,p}$	$\tau_{f,r}^{m,p}$ для основных конструкций	
		Несущие элементы здания	Внутренние стены лестничных клеток
До реконструкции	III	R45	REI 60
После реконструкции	II	R90	REI 90

3.Проводим сопоставление требований строительных норм и правил к огнестойкости здания до и после реконструкции:

3.1.Строим диаграмму изменения требуемой степени огнестойкости рассматриваемого здания до и после его реконструкции (см.рис.7.4.а).

3.2. Строим диаграмму изменения значений требуемых пределов огнестойкости несущих элементов рассматриваемого здания (см.рис.7.4.б).

3.3. Строим диаграмму изменения значений требуемых пределов огнестойкости внутренних стен лестничных клеток рассматриваемого здания (см.рис.7.4.в).

4. Рассмотрение полученных диаграмм (рис.7.4.) свидетельствует о том, что после надстройки дополнительных двух этажей на реконструируемое 5-ти этажное жилое здание, необходимо учитывать ужесточение требований строительных норм и правил к огнестойкости основных конструкций реконструируемого здания. Требование к минимальным пределам огнестойкости основных конструкций реконструируемого здания увеличивается в 2 раза (с R45 до R90), а требования к минимальным пределам огнестойкости внутренних стен лестничных клеток увеличиваются в 1,5 раза (с REI 60 до REI 90).

Необходимо особое внимание обратить на то, что это резкое ужесточение требований норм относится к эксплуатируемым конструкциям, которые уже утратили в результате износа определенную долю своего ресурса огнестойкости.

Пример 2

Определить эксплуатационное значение коэффициента условий работы при пожаре $\gamma'_{s,T}$ поврежденной коррозией рабочей арматуры железобетонной плиты.

Дано:

Железобетонная плита перекрытия. Проектная степень нагружения или коэффициент условий работы при пожаре рабочей арматуры $\gamma_{s,T}^n = 0,5$. Уровень коррозии (в виде относительного изменения диаметра рабочей арматуры при коррозии) - $d'_s / d_s^n = 0,9$.

Решение:

1.Определяем значение поправки ω_s к коэффициенту условий работы при пожаре $\gamma_{s,T}^n$ рабочей арматуры железобетонной плиты:

Согласно рис.9.5.1разд.9, при $d'_s / d_s^n = 0,9$ получаем значение $\omega_s = 1,235$.

2. Определяем искомое значение эксплуатационного коэффициента условий работы при пожаре $\gamma'_{s,T}$ рабочей арматуры плиты, поврежденной коррозией:

Согласно выражения (7.2) имеем - $\gamma'_{s,T} = \omega_s \cdot \gamma_{s,T}^n = 1,235 \cdot 0,5 = 0,62$.

Пример 3

Определить критическую температуру нагрева при пожаре T_{cr} рабочей арматуры эксплуатируемой железобетонной плиты перекрытия с учетом различных уровней ее коррозии.

Дано:

Железобетонная плита, рабочая арматура Ат-V; проектная степень нагружения арматуры $\gamma_s^n = \gamma_{s,T}^n = 0,5$.

Варианты относительного изменения диаметра рабочей арматуры d'_s / d_s^n за счет коррозии рассматриваются следующие:

$d'_s / d_s^n = 1,0; 0,95; 0,90; 0,85; 0,80$.

Решение:

- 1. Определяем значения поправки ω , к коэффициенту $\gamma'_{s,T}$ в зависимости от уровня коррозии арматуры по графику на рис...разд.9 и заносим в таблицу (см.ниже).
 - 2. Определяем значение эксплуатационной степени нагружения γ'_s арматуры, с учетом ее коррозии из выражения и заносим полученные данные в таблицу (см.ниже).
 - 3. Определяем искомые значения критической температуры нагрева при пожаре арматуры плиты, с учетом различных уровней коррозии.
- Согласно справочным данным (табл.9.3.7) для стали Ат-V₃ представленным на рис.7.6, определяем искомые значения (T_s^{cr}) как функцию $\gamma'_{s,T}$ и заносим в таблицу и на рис.7.7.

Параметры	Уровень коррозии d_s^*/d_s^0				
	1,0	0,95	0,90	0,85	0,80
ω_r	1,0	1,108	1,235	1,384	1,563
$\gamma'_s = \omega_r \cdot \gamma_s$	0,5	0,554	0,618	0,692	0,782
$(T_s^{cr})^*, ^\circ C$	500	485	470	450	430

Таким образом, приведенный пример показывает, что коррозия арматуры во время эксплуатации железобетонных элементов зданий и сооружений может весьма существенно повлиять на параметры, определяющие их огнестойкость (см.рис.7.6 и 7.7).

Действительно, если посмотреть на рис.7.7, то можно отметить, что диапазон изменения критической температуры нагрева при пожаре рассматриваемой арматуры в обычном диапазоне уровня нагружений от эксплуатационных нагрузок ($\gamma_{s,T} = 0.7 + 0.4$) составляет всего ΔT_s^{cr} (при $\gamma_{s,T} = 0.4 + 0.7$) $\approx 50^\circ C$, что вполне сопоставимо с возможным снижением критической температуры прогрева при пожаре этой арматуры за счет ее коррозии при эксплуатации здания (см.рис.7.7).

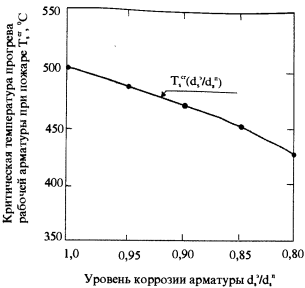


Рис.7.6.Изменение значения критической температуры прогрева при пожаре T_s^{cr} стержневой арматуры Ат-V в зависимости от уровня ее коррозии d_s^*/d_s^0 , при уровне нагружения $\gamma_{s,T}=0,5$



Рис.7.7.Зависимость критической температуры нагрева при пожаре T_s^{cr} стержневой арматуры Ат-V в зависимости от ее коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{s,T}$ (справочные данные разд.9)

Пример 4

Определить значение эксплуатационного предела огнестойкости железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания, по признаку "R" - утрате несущей способности.

Дано:

Железобетонная плита перекрытия реконструируемого здания.

Характеристики плиты к моменту реконструкции (по результатам технического обследования):

Средняя толщина защитного слоя бетона у рабочей арматуры плиты - $\delta = 0,0128$ м.

Эксплуатационное значение диаметра рабочей арматуры (сталь Ат-V) плиты (поврежденной коррозией) - $d'_s = 0,0124$ м.

Характеристики плиты до начала эксплуатации (проектные):

Проектная толщина защитного слоя бетона у рабочей арматуры плиты - $\delta_n = 0,02$ м.

Проектный диаметр рабочей арматуры плиты - $d_n = 0,0132$ м.

Проектное значение коэффициента условий работы при пожаре рабочей арматуры плиты - $\gamma_{s,x} = 0,532$.

Расчетная схема решения поставленной задачи представлена на рис. 7.8.

Решение:

1. Определяем относительное уменьшение диаметра рабочей арматуры плиты за счет коррозии

$$\frac{d'_s}{d_n} = \frac{0,0124}{0,0132} = 0,94$$

2. Определяем значение поправки ω , к коэффициенту условий работы $\gamma_{s,x}$, которая учитывает коррозию рабочей арматуры плиты во время эксплуатации.

Согласно графика на рис. 9.5.1 разд. 9 имеем: при $d'_s / d_n = 0,94$ значение $\omega_s = 1,18$.

3. Определяем эксплуатационное значение коэффициента условий работы при пожаре $\gamma'_{s,x}$ рабочей арматуры, которое учитывает коррозию арматуры за время эксплуатации конструкции:

Согласно выражения (7.9) имеем:

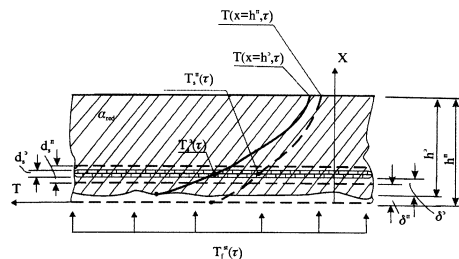


Рис. 7.8. Расчетная схема решения задачи по определению значений эксплуатационного и проектного пределов огнестойкости, а также коэффициента утраты огнестойкости железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания

$$\gamma'_{s,x} = \omega_s \cdot \gamma_{s,x} = 1,18 \cdot 0,532 = 0,628.$$

4. Определяем эксплуатационное значение критической температуры нагрева при пожаре (T''_s) рабочей арматуры плиты, учитывающее изменение диаметра этой арматуры за счет коррозии:

Искомое значение (T''_s)' определяется по справочным данным (см. табл. 9.3.7 разд. 9), исходя из зависимости (T''_s)' = $f(\gamma'_{s,x})$ (см. рис. 3.5):

$$\text{При } \gamma'_{s,x} = 0,628; (T''_s)' = 460^\circ \text{C}.$$

5. Определяем значение эксплуатационного предела огнестойкости плиты $\tau'_{f,x}$ по признаку "R" - потере несущей способности:

Согласно выражения (5.27) имеем:

$$\tau'_{f,r}(R) = \frac{1}{12 \cdot a_{red}} \left(\frac{\delta' + \Phi_1 \sqrt{a_{red}} + \Phi_2 \cdot d'_s}{1 - \sqrt{\frac{(T'_s)^2 - 20}{1200}}} \right)^2 =$$
$$= \frac{1}{12 \cdot 0,00133} \left(\frac{0,0128 + 0,62 \sqrt{0,00133} + 0,5 \cdot 0,0124}{1 - \sqrt{\frac{460 - 20}{1200}}} \right)^2 = 0,74 = R42.$$

Таким образом, согласно проведенного расчета, искомое значение эксплуатационного предела огнестойкости заданной железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания по признаку “R” составляет $\tau'_{f,r}(R) = R42$.

Пример 5

Определить значение эксплуатационного предела огнестойкости железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания по признаку “Г” - утрате теплоизолирующей способности.

Дано:

Железобетонная плита перекрытия реконструируемого здания.

Характеристики плиты к моменту реконструкции (по результатам технического обследования):

Средняя толщина защитного слоя бетона у рабочей арматуры плиты $\delta'=0,0128\text{м}$.

Проектные характеристики плиты:

Плита многослойная, проектная площадь пустот в плите $A_0=0,4A_n$; проектная толщина защитного слоя - $\delta''=0,02\text{м}$; ширина плиты 1,2м; проектная высота сечения плиты - $h''=0,16\text{м}$
Материал плиты - тяжелый бетон с крупным заполнителем.

Решение:

Для решения используется метод, изложенный в разд.3, с учетом изменений в параметрах эксплуатируемой плиты по сравнению с первоначальными, проектными данными.

1. Определяем значение эксплуатационной высоты сечения плиты

$$h' = h'' - (\delta'' - \delta') = 0,16 - (0,02 - 0,0128) = 0,1531\text{м}.$$

2. Определяем проектные значения величин A' и A_0 :

$$A' = bh' = 1,2 \cdot 0,16 = 0,192 \text{ м}^2$$
$$A_0 = 0,4A' = 0,4 \cdot 0,192 = 0,0768 \text{ м}^2.$$

3. Определяем эксплуатационное значение площади поперечного сечения плиты:

$$A' = bh' = 1,2 \cdot 0,1531 = 0,184 \text{ м}^2.$$

4. Определяем эксплуатационное значение приведенной толщины плиты (см. разд.3):

$$h'_{red} = \frac{A' - A_0}{b} = \frac{0,184 - 0,0768}{1,2} = 0,089 \text{ м}.$$

5. Определяем искомое значение эксплуатационного предела огнестойкости плиты по признаку “Г” - потере теплоизолирующей способности:

Согласно табл.9.3.10(см. разд.9)имеем:

$$\text{при } h'_{red} = 0,089 \text{ м} \quad \tau'_{f,r}(I) = 190.$$

Пример 6

Определить значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой железобетонной плиты перекрытия реконструируемого здания по признаку “R” - утрате несущей способности.

Дано:

Проектные и эксплуатационные характеристики рассматриваемой плиты приведены в исходных данных для примера 4.

Расчетная схема решения поставленной задачи представлена на рис.7.8.

Решение:

1. Определяем проектное значение критической температуры нагрева при пожаре рабочей арматуры плиты (T_s'') . Значение (T_s'') определяем по справочным данным, приведенным в разд.9, а также на рис.7.7. данной работы:

При $\gamma_{s,r}'' = 0,532$; $(T_s'')^n = 485^{\circ}\text{C}$.

2. Определяем проектное значение предела огнестойкости заданной плиты по формуле (5.27):

$$\tau_{f,r}''(R) = \frac{1}{12 \cdot a_{rel}} \left(\frac{\delta'' + \varphi_1 \sqrt{a_{rel}} + \varphi_2 \cdot d_s''}{1 - \sqrt{\frac{(T_s'')^n - 20}{1200}}} \right)^2 =$$
$$= \frac{1}{12 \cdot 0,00133} \left(\frac{0,02 + 0,62 \sqrt{0,00133} + 0,5 \cdot 0,0132}{1 - \sqrt{\frac{485 - 20}{1200}}} \right)^2 = 1,06 = R64$$

3. Определяем искомое значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой плиты по признаку "R"

$C_{f,r}(R) = \frac{\tau_{f,r}'}{\tau_{f,r}''} = \frac{42}{64} = 0,66$

Таким образом, согласно проведенного расчета, за время эксплуатации реконструируемого здания, рассматриваемая железобетонная плита перекрытия достигла значения коэффициента утраты огнестойкости по признаку "R" - $C_{f,r}(R)=0,66$. Это означает по признаку "R" плита за время эксплуатации утратила 34% своего ресурса огнестойкости.

Пример 7

Определить значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой железобетонной плиты перекрытия

реконструируемого здания по признаку "Г" - утрате теплоизолирующей способности.

Дано:

Проектные и эксплуатационные характеристики рассматриваемой плиты, необходимые для решения поставленной задачи, приведены в примере 5 данного раздела книги.

Решение:

1. Определяем (аналогично п.4, примера 5) проектное значение приведенной толщины плиты

$h_{rel}'' = \frac{A'' - A_0}{b} = \frac{0192 - 0,0768}{12} = 0,096\text{м.}$

2. Определяем искомое значение проектного предела огнестойкости плиты по признаку "Г".

Согласно табл. 9.3.10(см.разд.9) имеем:

при $h_{rel}'' = 0,096\text{м.}$ $\tau_{f,r}'(I) = 199$.

3. Определяем искомое значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемой плиты по признаку "Г" - утраты теплоизолирующей способности:

$C_{f,r}(I) = \frac{\tau_{f,r}'(I)}{\tau_{f,r}''(I)} = \frac{90}{99} = 0,9.$

Таким образом, приведенное решение задачи свидетельствует о том, что при эксплуатации, в результате износа рассматриваемой плиты, ее предел огнестойкости а=по признаку "Г" - потере теплоизолирующей способности, составляет:

$C_{f,r}(I) = 0,9.$

Это означает, что за время эксплуатации плита утратила по предельному состоянию "Г" 10% своего ресурса огнестойкости.

Пример 8

Проверить соответствие реконструируемого здания с устройством надстройки требованиям строительных норм и правил по показателю огнестойкости.

Дано:

Назначение здания: жилое.

число этажей до реконструкции - 5.

число этажей после реконструкции - 7.

Характеристика основных эксплуатируемых конструкций здания - основы к моменту его реконструкции.

Наименование конструкций	Проектные характеристики	Результаты обследования технического состояния
Несущие стены и стены лестничных клеток	Материал - кирпич красный, толщиной 0,51м	Стены не имеют видимых деформаций, имеют волосные трещины, пересекающие не более четырех рядов кладки, длиной до 30-35 см, состояние удовлетворительное
Перегородки	Гипсолитовые, толщина 0,1м	Незначительные выбоины и трещины. Состояние удовлетворительное.
Перекрытия	Сборные железобетонные плиты, толщина защитного слоя бетона $\delta^p=0,02$ м. Армирование: сталь Ат-V. $A_s^p=5,34 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ (4стержня со средним диаметром $d_s^p=0,0132$ м). Бетон тяжелый, кл.В15. Высота сечения $h^p=0,16$ м	Средняя толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры плиты $\delta^p=0,0128$ м. Рабочая арматура затронута коррозией. Эксплуатационное значение диаметра рабочей арматуры плиты $d_s^p=0,0124$ м. Прочность бетона основного сечения плиты не ниже проектной. Состояние работоспособное.

Характеристика основных конструкций надстраиваемой части здания:

Наружные стены и стены лестничных клеток - кирпич красный, семищелевой, толщина - 0,38 м.

Перекрытия - монолитная железобетонная плита; бетон класса В20; арматура класса А-III (4х $d_s^p=18$ мм); главная балка, сечением 50х15см; второстепенная балка, сечением 15х15см; арматура А-III (4х $d_s^p=16$ мм); толщина полки - 5см; толщина защитного слоя бетона до края арматуры 0,035м.

Решение:

1. Определяем требуемую степень огнестойкости рассматриваемого жилого здания после реконструкции с устройством надстройки.

Решение этого вопроса производится в соответствии с требованиями СНиП "Жилые здания". Согласно этого СНиПа (см.табл.9.1.1разд.9) требуемая степень огнестойкости $D_{г,г}^p$ рассматриваемого реконструируемого здания, число этажей которого после надстройки двух дополнительных этажей составит 7 этажей, будет соответствовать: $D_{г,г}^p = \text{II}$.

Этот вариант реконструкции 5-ти этажных жилых зданий, с надстройкой двух дополнительных этажей, рассмотрен в примере 1 данного раздела 7.5.

Из примера 1 следует (см.рис.7.4), что при увеличении числа этажей реконструируемого здания с 5-ти до 7-ми, приходит ужесточение требований СНиП к огнестойкости здания в целом и его основных конструкций, которое необходимо учитывать при разработке проекта реконструкции здания.

2. Определяем требуемые значения пределов огнестойкости $\tau_{г,г}^p$ основных конструкций реконструируемого здания с устройством надстройки, с учетом полученной в п.1 данного решения более высокой требуемой степени огнестойкости здания.

Решение этого вопроса производится в соответствии с требованиями СНиП "Пожарная Безопасность зданий и сооружений" (см.табл.9.1.7разд.9).

В соответствии с табл.9.1.7разд.9 получаем искомые значения $\tau_{г,г}^p$ основных конструкций реконструируемого здания (см.таблицу):

Таблица

Требуемая степень огнестойкости здания D _{г,т} ^{тп}	Требуемые пределы огнестойкости τ _г ^{тп}		
	Несущие стены	Плиты перекрытий	Внутренние стены лестничных клеток
II	R90	REI 45	REI 90

3. Определяем значения фактических пределов огнестойкости основных эксплуатируемых конструкций реконструируемого здания.

3.1.Эксплуатируемые несущие стены и стены лестничных клеток.

Эксплуатационные пределы огнестойкости этих конструкций определяются в соответствии с выражением (7.7):

$$\tau_{f,r}^{\prime} = C_{f,r} \cdot \tau_{f,r}^{\prime\prime}$$

Проектное значение предела огнестойкости кирпичных стен определяется по табл....разд.9. Согласно табл.9.2.8разд.9 имеем, что при толщине кирпичных стен более 0,25м, их фактический предел огнестойкости будет иметь значение:

$$\tau_{f,r}^{\prime\prime} > 5,5ч > REI\ 330$$

Значение коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемых стен определяется по табл....разд.9. Согласно этой таблицы.9.2.8 при удовлетворительном состоянии смтен (по результатам их обследования) и с учетом надстройки двух дополнительных этажей принимаем:

$$C_{f,r} = 0,7.$$

Тогда искомое значение эксплуатационного предела огнестойкости рассматриваемых стен будет составлять:

$$\tau_{f,r}^{\prime} = C_{f,r} \cdot \tau_{f,r}^{\prime\prime} \geq 0,7 \cdot 330 \geq REI225.$$

3.2. Эксплуатируемые железобетонные плиты перекрытий.

Эксплуатационные пределы огнестойкости этих конструкций также определяются по формуле (7.7.):

Сначала определяем значение проектных пределов огнестойкости плит перекрытий здания-основы. Согласно табл.9.2.1разд.9,при δ^н =0,02м, h^н =0,16м имеем:

$$\tau_{f,r}^{\prime\prime} = REI45$$

Значения коэффициента утраты огнестойкости эксплуатируемых плит перекрытий определяются по табл.9.5.4разд.9. Согласно этой таблицы для работоспособного состояния плит (см.исходные данные):

$$C_{f,r} = 0,85.$$

Тогда, искомое значение эксплуатационного предела огнестойкости рассматриваемых железобетонных плит перекрытий реконструируемого здания будет составлять:

$$\tau_{f,r}^{\prime} = C_{f,r} \cdot \tau_{f,r}^{\prime\prime} = 0,85 \cdot 45 = REI38.$$

4. Определение значений проектных пределов огнестойкости основных конструкций надстройки реконструируемого здания.

4.1. Проектируемые наружные стены и стены лестничных клеток надстройки реконструируемого здания

Проектные пределы огнестойкости этих конструкций определяются по табл.9.5.3разд.9. Согласно этой таблицы для стен кирпичных, толщиной 0,38м, имеем:

$$\tau_{f,r}^{\prime\prime} > REI\ 330$$

4.2. Перекрытия надстройки - монолитная железобетонная плита (см.исходные данные). Согласно табл.9.2.1разд.9 для этих конструкций получаем:

$$\tau_{f,r}^{\prime\prime} = REI51.$$

5.Проверка соответствия фактических пределов огнестойкости основных эксплуатируемых конструкций и проектируемых конструкций надстройки реконструируемого здания требованиям строительных норм и правил.

Данная проверка производится в соответствии с соотношением (7.8.) и в данном случае производится в табличной форме (см.таблицу):

Таблица

№ п/п	Наименование конструкций	Пределы огнестойкости конструкций		Вывод о соответствии пределов огнестойкости основных конструкций реконструируемого здания требованиям СНиП
		Требуемые нормами $\tau_{f,s}^{пр}$	Принятые по проекту $\tau'_{f,s}$ или $\tau_{f,s}^{\phi}$	
А) Конструкции здания - основы (эксплуатируемые)				
1	Наружные стены	R90	>REI 225	Соответствует
2	Стены лестничных клеток	REI 90	>REI 225	Соответствует
3	Плиты перекрытия	REI 45	REI 38 (по справ. данным) REI 42 (по расчету)	Не соответствует
Б) Конструкции надстройки (проектируемые)				
4	Наружные стены	R90	>REI 330	Соответствует
5	Стены лестничных клеток	REI90	>REI 330	Соответствует
6	Перекрытия	REI 45	REI 51	Соответствует
В) Конструкции здания - основы (после усиления)				
7	Эксплуатируемые железобетонные плиты перекрытия после усиления	REI 45	REI 61÷88	Соответствует

Рассмотрение результатов проведенной выше (см.таблицу) проверки соответствия значений фактических пределов огнестойкости основных конструкций реконструируемого здания требованиям норм, свидетельствует о том, что для конструкций эксплуатируемого перекрытия (п.3 таблицы), с учетом их технического состояния, условие $\tau'_{f,s} \geq \tau_{f,s}^{пр}$ не выполняется. Необходима дополнительная проверка значения $\tau_{f,s}^{\phi}$ путем проведения специального расчета (см.след.п.6).

6.Проверочный расчет значения эксплуатационного предела огнестойкости плит перекрытия реконструируемого здания - основы.

Расчет значения фактического эксплуатационного предела огнестойкости рассматриваемой плиты перекрытия представлен в примере 4 данного раздела 7.5. В результате расчета предела огнестойкости плиты, с учетом ее технического состояния, получено, что:

$\tau'_{f,s} = REI 42.$

Таким образом, расчетная оценка значения эксплуатационного предела огнестойкости существующей плиты перекрытия реконструируемого здания также свидетельствует о том, что условие соответствия фактических пределов огнестойкости основных конструкций здания для данной конструкции не выполняется.

Необходимо разработать меры по повышению огнестойкости данной конструкции.

7.Разработка мер по повышению огнестойкости эксплуатируемой плиты перекрытия реконструируемого здания, огнестойкость которой не соответствует требованиям СНиП.

Решение этой задачи приведено в примере 9 данного раздела 7.5.

Было рассмотрено два варианта повышения огнестойкости плиты: путем увеличения толщины защитного слоя бетона у рабочей арматуры плиты до $\delta^*=0,02м$ (вар.1) и до $\delta^*=0,03м$ (вар.2).

В примере 9 приведен расчет предела огнестойкости усиленной плиты перекрытия и получен следующий результат:

- Вар.1. $\delta^*=0,02м$: $\tau_{f,s}'=R61$
- Вар.2. $\delta^*=0,03м$: $\tau_{f,s}'=R88$

Проверка условия ($\tau'_{f,s} \geq \tau''_{f,s}$) показывает, что теперь, с учетом увеличения толщины защитного слоя здания по показателю $D''_{f,s}$, все конструкции реконструируемого здания по показателю их огнестойкости соответствуют требованиям строительных норм и правил.

Это означает, что выполняется и условие (7.8) о том, что фактическая степень огнестойкости реконструируемого здания $D''_{f,s}$ соответствует требуемой нормами степени огнестойкости $D''_{f,s}$ для зданий рассматриваемого типа.

Пример 9

Разработать меры по повышению огнестойкости эксплуатируемой конструкции.

Дано:

Железобетонная плита перекрытия реконструируемого здания.

Характеристики плиты к моменту реконструкции здания (по результатам технического обследования):

-Средняя толщина защитного слоя бетона у рабочей арматуры $\delta=0,0128\text{м}$;

-Эксплуатационное значение диаметра рабочей арматуры $d_s=0,0124\text{м}$;

-Эксплуатационное значение коэффициента условий работ при пожаре рабочей арматуры $\gamma_s=0,601$, $T_s=475^\circ\text{C}$.

Значение эксплуатационного фактического предела огнестойкости рассматриваемой плиты $\tau'_{f,s}=\text{REI } 38$ (см. пример 8).

Значение требуемого (минимального) предела огнестойкости плит перекрытий для рассматриваемого здания $\tau''_{f,s}=\text{REI } 45$ (см. пример 8).

Решение:

1. Исходные предпосылки: Рассматриваемая плита перекрытия реконструируемого здания не соответствует требованиям строительных норм и правил по показателю ее огнестойкости, т.к. не выполняется условие $\tau'_{f,s} \geq \tau''_{f,s}$. В связи с этим необходимо разработать меры по повышению предела огнестойкости рассматриваемой плиты.

Предложения по повышению предела огнестойкости эксплуатируемых плит перекрытия реконструируемого здания:

Основными параметрами железобетонных плит, которые с одной стороны, могут претерпевать существенные изменения в условиях эксплуатации и, с другой стороны, в свою очередь влияют на предел огнестойкости конструкции являются:

- толщина защитного слоя бетона у рабочей арматуры растянутой зоны конструкции;
- площадь поперечного сечения рабочей арматуры конструкции.

Толщина защитного слоя бетона δ у рабочей арматуры существенно влияет на время прогрева рабочей арматуры в условиях пожара до критической температуры. Как известно, именно этот период времени для изгибаемых железобетонных конструкций и являются их пределом огнестойкости. Чем толще защитный слой бетона, тем соответственно больше будет и предел огнестойкости конструкций. На этой закономерности и основан один из методов повышения огнестойкости железобетонных конструкций - увеличение толщины защитного слоя бетона до уровня, обеспечивающего увеличение фактического предела огнестойкости конструкции до соответствия требованиям норм.

Другим методом увеличения огнестойкости изгибаемых железобетонных конструкций может быть увеличение количества рабочей арматуры (увеличение ее площади поперечного сечения). Как было показано в разделе 7.1.1 данной работы, от площади поперечного сечения рабочей арматуры, при фиксированной рабочей нагрузке на конструкцию, зависит величина напряжения σ , в рабочей арматуре и, соответственно, величина степени нагружения рабочей арматуры от рабочих нагрузок

$$\gamma_s = \frac{\sigma_s}{R_{st}}$$

Это значит, что увеличив количество рабочей арматуры в растянутой зоне элемента можно уменьшить значение и σ , соответственно уменьшить величину коэффициента γ_s . Уменьшение коэффициента γ_s в свою очередь, приводит к увеличению предела огнестойкости конструкции (см. разд. 7.1.1).

Реализация первого способа - увеличение толщины защитного слоя у рабочей арматуры - осуществляется путем наращивания сечения конструкции в растянутой зоне. Методы

такого рода наращивания сечения элемента рассмотрены в работе [7.4].

Реализация второго способа - увеличение количества рабочей арматуры растянутой зоны элемента - осуществляется путем снятия поврежденного слоя "старого" бетона, очистки поверхности бетона и укладки дополнительной арматуры и слоя нового бетона, толщиной не менее 30мм [7.4].

Учитывая простоту реализации первого, описанного выше, метода повышения пределов огнестойкости железобетонных конструкций, в данном примере он использован для повышения предела огнестойкости рассматриваемой железобетонной плиты перекрытия.

С учетом этого обстоятельства, предлагается произвести оценку огнестойкости рассматриваемой плиты с учетом планируемого увеличения толщины защитного слоя бетона у рабочей арматуры.

Вар.1. Усиления - увеличение толщины защитного слоя до $\delta' = 0,02\text{м}$.

Вар.2. Усиление - увеличение толщины защитного слоя до $\delta' = 0,03\text{м}$.

2. Проводим расчет значения предела огнестойкости усиленной плиты, с учетом вариантов усиления 1 и 2 (по п.1.):

Расчет проводим с помощью выражения (5.27) при приведенных выше исходных данных:

$$\tau_{f,s}^y = \frac{1}{12 \cdot 0,00133} \cdot \left(\frac{\delta' + 0,62 \sqrt{0,00133 + 0,5 \cdot 0,0124}}{1 - \sqrt{\frac{475 - 20}{1200}}} \right)^2$$

для вар.1 ($\delta' = 0,02\text{м}$) - $\tau_{f,s}^y = R\ 61$

для вар.2 ($\delta' = 0,03\text{м}$) - $\tau_{f,s}^y = R\ 88$.

3. Проверяем условие соответствия рассматриваемой плиты реконструируемого здания требованиям СНиП по показателю огнестойкости:

Имеем: $\tau_{f,s}^{np} = REI45$, $\tau_{f,s}^y = R61 + 88$.

Таким образом, заданная железобетонная плита, с учетом проведенного усиления, соответствует требованиям строительных норм и правил, т.к. условия $\tau_{f,s}^y = R61 + 88 >$

$\tau_{f,s}^{np} = REI45$, выполняется по предельному состоянию "R" - наименьшему из двух остальных предельных состояний: "E" - потере ограждающей способности и "I" - потере теплоизолирующей способности.

Литература к разделу 7

7.1. Ройтман В.М., Алексеев Ю.В. Оценка огнестойкости зданий при реконструкции с устройством надстройки: Учебное пособие/ Московский Государственный Строительный Университет. - М.: МГСУ, 1997. - 32с.

7.2. Забегаев А.В., Ройтман В.М., Алексеев Ю.В., Шахаб Б.Х., Комарова И.М. Оценка огнестойкости реконструируемых зданий.- Пожаровзрывобезопасность, том 8, №4, 1999, с.43-48.

7.3. Алексеев Ю.В., Ройтман В.М., Дмитриев А.Н., Топилин А.Н. Формирование надстроек и мансард из облегченных конструкций на кирпичных домах периода 1956-60-х годов: Учеб. пособие/ МГСУ.-М.: 1999.-128с.,ил.

7.4. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Учебное пособие/ А.И. Белов, В.Ф. Сапрыкин.-М.: Изд-во АСВ, 1995.-192с. ил.

НПО "АсК"

НПО "Ассоциация Крилак" разработала составы, с помощью которых можно повысить огнестойкость конструктивных элементов зданий и сооружений из металла, дерева, бетона, кирпича, стекла, тканей, замаскированной бумаги и др.

Для защиты огрунтованных металлов с пределом огнестойкости до 1,0 часа существуют составы "Файр-Гард" и "Клод-01" для защиты металла несущих конструкций, а также составы "Клод-01" для защиты воздуховодов и каналов дымоудаления. Эти составы не содержат агрессивных растворителей. Работа с ними безвредна и проста.

Когда металлические конструкции огрунтованы, можно применять состав "на основе акриловой эмульсии "Файр-Гард" с пределом огнестойкости до 1,0 часа. Состав "Файр-Гард" имеет высокую адгезию к металлу, что обеспечивает надежную защиту. При эксплуатации в атмосферных условиях при температуре до +400°С. При декоративной отделке "Темаклар-40".

Обеспечить большие пределы огнестойкости можно с помощью огнезащитного состава "ОФП-НВ", у которого предел огнестойкости составляет 350 кг/м². Состав "ОФП-НВ" имеет высокую адгезию к чистому, и к огрунтованному металлу.

Для несущих конструкций, а также и воздуховодов, можно применять составы "Клод-01" с пределом огнестойкости до 1,0 часа. Состав "Клод-01" представляет собой смесь из минераловатных (или базальтовых) плит. Испытания показали, что состав из двух слоев (плит) толщиной 100 мм позволяет получить предел огнестойкости железобетонных перекрытий до 2,5 ч, например, для подземных автостоянок.

Состав "Клод-01" - водный раствор солей, который наносится на деревянные, но не разлагает их саму древесину и не изменяет ее свойства. Состав "Клод-01" переводит древесину в 1-ую группу огнестойкости.

Огнезащитный состав "Файр-Гард" переводит древесину в группу трудногорючих материалов. Состав "Файр-Гард" применяется для конструкций из древесины нулевой предельной огнестойкости.

"Клод-02", представляет собой водный, прозрачный раствор минеральных солей - типиренов. Обработанная поверхность - ковка или ковальня визуально не изменяется, а при нагревании не плавится, не распространяет пламени по поверхности, выделяет меньше токсичных веществ, чем необработанная поверхность и обладает меньшим дымообразованием.

Тканям (обивка) можно также придать огнестойкость с помощью пропитки составом "Клод-02". Состав "Клод-02" повышает огнестойкость бумаги, например, бумажных обоев.

НПО "Ассоциация Крилак" выпускает огнезащитную краску "КЛ-1". Использование "КЛ-1" позволяет не снижать токовые нагрузки, не только предохраняет кабели от распространения пламени по поверхности, но и снижает токсичность продуктов горения и дымообразования. Краска "КЛ-1" - единственная в России, не уступающая лучшим зарубежным аналогам. По цене "КЛ-1" существенно дешевле зарубежных аналогов.

109428, Москва, 2-я Институтская д.6, к.1-17.

т/ф 170-1051

174-7524

E-mail: krilak@online.ru

РАЗДЕЛ 8.

ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПОСЛЕ ПОЖАРА



Содержание раздела 8

8.1. Общие положения

8.2. Примеры оценки

- Пример 1.** Оценка состояния несущих строительных конструкций после пожара в помещении здания лечебного корпуса №3 Детской клинической больницы
- Пример 2.** Оценка состояния строительных конструкций покрытия плавательного бассейна ВМФ ЦСКА после пожара

8.1. Общие положения

Оценка состояния зданий и сооружений является основной составной частью обследования зданий и сооружений, поврежденных пожаром и является завершающим этапом этого обследования.

Общие подходы, методики и справочная информация для такого рода оценок во многом соответствует общим подходам, используемым при оценке огнестойкости строительных конструкций и зданий. Для оценки состояния зданий и сооружений после пожара также требуется решение трех задач:

- Оценка режима реального пожара, происшедшего в помещении, здании, сооружении.
- Оценка прогрева основных элементов строительных конструкций во время пожара в помещении, здании, сооружении.
- Оценка изменения несущей, ограждающей способности основных элементов конструкций после пожара и возможности их дальнейшей эксплуатации.

Решение первой задачи - оценка температурного режима реального пожара на объекте (время обнаружения пожара, начало и продолжительность интенсивного горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, место нахождения очага пожара) производится на основании:

- акта о пожаре;
- изучения внешнего вида и формы отдельных предметов на месте пожара (см. табл. 9.6.1, разд. 9.6), оплавления материалов строительных конструкций (см. табл. 9.6.2);
- расчета режима реального пожара (см. разд. 6; 9.4; 9.6).

Решение второй задачи - оценка прогрева основных элементов строительных конструкций во время пожара в помещении, здании, сооружении - производится на основании:

- расчета прогрева основных элементов конструкций под действием реального пожара (см. разд. 6.9);
- использования результатов обследования этих элементов после пожара (см. табл. 9.6.4, разд. 9.6 и др. материалы о состоянии конструкций).

Решение третьей задачи - оценка изменения несущей и ограждающей способности основных элементов конструкций после пожара и возможности их дальнейшей эксплуатации производится на основании:

- данных об изменении прочности материалов конструкций после пожара (см.табл.9.6.5; 9.6.6; 9.6.7; 9.6.3 разд.9.6);
- расчета изменения прочности, деформаций, несущей способности конструкций после пожара, используя методики, приведенные в разд.6.

В разделе 8.2. приведены характерные примеры оценки состояния зданий и сооружений после произошедших в них пожаров.

8.2.Примеры оценки

Пример 1

Оценка состояния несущих строительных конструкций после пожара в помещении здания лечебного корпуса №3 Детской клинической больницы.

Исходные данные:

В соответствии с техническим заданием в сентябре 1998г. ЗАО “Инжстройсервис” провело инженерное обследование несущих строительных конструкций, поврежденных пожаром в комнате площадью 25м² в здании лечебного корпуса №3 ДКБ.

Цель обследования:

- оценка технического состояния несущих конструкций после пожара;
- определение величин потерь несущей способности строительных конструкций после пожара;
- разработка рекомендаций по восстановлению несущей способности строительных конструкций для дальнейшей безопасной эксплуатации здания.

При проведении обследования было выполнено:

- проведен визуальный осмотр строительных конструкций с фиксацией дефектов;
- выполнены необходимые обмерочные работы;
- сделаны вскрытия строительных конструкций для определения состояния закладных деталей и арматуры;
- произведено ультразвуковое освидетельствование основных несущих конструкций;
- даны рекомендации по устранению обнаруженных дефектов с целью дальнейшей безопасной эксплуатации здания.

а)Характеристика здания, помещения, конструкций до пожара.

Фирма ООО “Мед-Амстек” использовала на правах аренды две комнаты Детской клинической больницы (комнаты №5 и №6).

Пожар произошел в комнате №5 (рис.8.1). Основные характеристики этого помещения следующие: наружные стены - керамзитобетонные панели, толщиной 34 см; колонны - железобетонные, сечением 40х40 см; ригель-железобетонный, толщина защитного слоя бетона у рабочей арматуры - 30мм; оконный проем размеры в свету 165х230см; дверной проем - размеры в свету 110х200 см; размеры помещения - высота 290см, ширина - 335см, длина - 567 см.

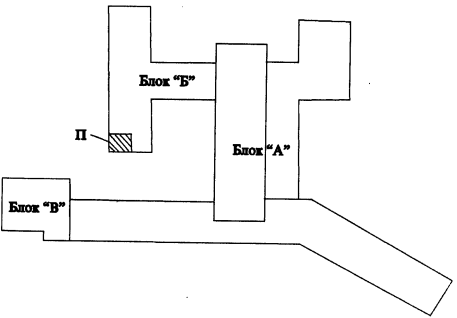


Рис.8.1.Схематичный план комплекса зданий больницы Штриховкой обозначено расположение помещения, пострадавшего от пожара (блок Б, 2-й этаж, комната №5)

б) Сведение о пожаре.

Согласно имеющегося “Акта о расследовании причин пожара в ДКБ, пожар в комнате №5 фирмы ООО “Мед-Амтек”, расположенной на 2-м этаже крыла Б больницы, произошел 13 августа 1998 года между 21.40 и 21.45 часов. Сообщение о пожаре поступило в диспетчерскую пожарной части в 21.55. Пожар был ликвидирован в 22.20. Общая площадь пожара составляла 25 м², из них 19 м² - комн. №5 и участок коридора 6 м².

в) Характеристика конструкций, помещения, здания после пожара.

1. Здание больницы в целом от пожара не пострадало. Отсутствуют деформации, трещины и другие дефекты конструкций здания вне очага пожара, свидетельствующие о повреждении здания в целом.

2. Состояние конструкций в комнате №5 после пожара.

Железобетонные колонны - защитный слой бетона не нарушен, но бетон на ряде участков, глубины до 2 см, имеет трещиноватую структуру, требует ремонта.

Железобетонный ригель - защитный слой бетона не утрачен, частично поврежден поверхностный слой штукатурки, остаточные температурные прогибы отсутствуют.

Наружная керамзитобетонная стеновая панель (с проемом) - поврежден и утрачен слой штукатурки на внутренней поверхности панели, поврежден фактурный слой панели на наружной (фасадной) поверхности панели, заполнение оконного проема разрушено - глубина выгорания деревянной оконной коробки - 15 мм, элементы алюминиевой рамы разрушены, со следами оплавления.

Железобетонные плиты перекрытия - наибольшие повреждения наблюдаются у панели, ближайшей к наружной, имеющей проем в стене помещения.

Необходимо отметить, что плиты перекрытия подвергались воздействию огня на половине своего пролета, т.к. плиты перекрывают два помещения, разделенные перегородкой.

Плита НРФ-58-11: на половине пролета в комнате №5 повреждено - 70% защитного слоя бетона на глубину от 1 до 3 см, имеется 3 участка оголенной рабочей арматуры длиной от 30 до 50 см. Повреждения арматуры и прогиб плиты отсутствуют (см. рис.8.2).

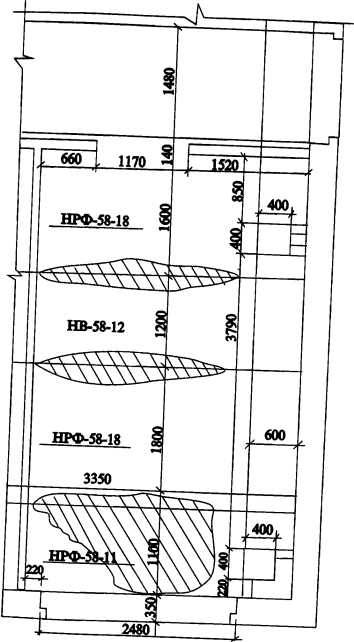


Рис.8.2. План помещения, пострадавшего от пожара. Штриховкой обозначены места с разрушенным или отставшим защитным слоем бетона плит перекрытия

Плита НРФ-58-18 - имеется один небольшой участок повреждения защитного слоя бетона (примерно 30-70см) и оголен участок стержня рабочей арматуры (~50см). Поврежденные арматуры и остаточный температурный прогиб плиты отсутствуют (рис.8.2).

Плиты НВ-58-12 и НРФ-58-18 - небольшие участки повреждения защитного слоя бетона без оголения рабочей арматуры.

Перегородка - частично поврежден слой штукатурки на обогреваемой пожаром поверхности. Сквозных трещин и отверстий нет(рис.8.2).

г)Оценка состояния основных конструкций пострадавшего помещения после пожара.

Оценка производится согласно методикам, изложенным в разд.6, с учетом справочной информации, приведенной в разд.9.4 и 9.6.

Расчет параметров пожара в пострадавшем помещении:

-Определяем площадь вертикальных проемов в помещении (окно и дверь): $A_2=6\text{ м}^2$.

-Определяем площадь поверхности ограждений помещения $-A_3=89,9\text{ м}^2$.

-Средняя высота вертикальных проемов $H=1,3\text{ м}$.

-Определяем значение коэффициента проемности (см.разд.6,фор-ла(6.1):

$$K_1 = A_2 \sqrt{H} / A_3 = \frac{6 \cdot \sqrt{1,3}}{89,9} = 0,076$$

-Определяем значения коэффициентов f_1 и f_2 (см.разд.9.4):

Согласно табл.9.4.10, разд.9.4 - $f_1=1$

Согласно табл.9.4.11, разд.9.4 - $f_2=0,85$

-Определяем приведенное значение коэффициента проемности:

Согласно п.6.3разд.6:

$$K_1^{np} = f_1 \cdot f_2 \cdot K_1 = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 0,076 = 0,065$$

-Определяем значение пожарной нагрузки, находившейся в помещении до пожара:

Согласно табл.9.4.9, разд.9.4, для офиса, имеем:

$$q=753\text{ МДж/м}^2$$

$$\text{или } q^{np} = f_1 \cdot q = 0,85 \cdot 753 = 640\text{ МДж/м}^2.$$

-Определяем параметры режима пожара в помещении:

Согласно п.11-13разд.6, имеем:

$$\psi = 1,37 - \frac{150 \cdot K_1^{np} - 0,65}{(K_1^{np})^2 \cdot 10^4} = 1,37 - \frac{150 \cdot 0,065 - 0,65}{(0,065)^2 \cdot 10^4} = 1,15$$

$$\tau_m = \frac{q^{np}}{8318 K_1^{np} - 4021 (K_1^{np})^2} = \frac{640}{8318 \cdot 0,065 - 4021 (0,065)^2} = 1,22\text{ часа}$$

$$V_c = \frac{98000 \cdot 0,065 - 1500}{640} = 7,60\text{ }^\circ\text{C/мин.}$$

-Определяем режим пожара в помещении, в соответствии с п.14,разд.6, по формуле (6.8):

$$\text{При } \tau < \tau_m, T_f'(\tau) = \psi \cdot T_f''(\tau)$$

$$\text{При } \tau \geq \tau_m, T_f'(\tau) = \psi \cdot T_f''(\tau) - V_c (\tau - \tau_m)$$

τ час	0	0,5	1,0	1,22	1,5	2,0
$T_f''(\tau)$	20	821	925	958	986	1029
$T_f'(\tau)$	20	944	1064	1102	1003	672

Строим график температурного режима реального пожара, который произошел в рассматриваемом помещении (см.рис.8.3).

-Определяем максимальную температуру пожара с учетом тушения пожара (длительность пожара до его ликвидации $\tau^{nm}=30-40\text{ мин}$).

Согласно рис.8.3 при $\tau^{nm}=40\text{ мин}$ имеем:

$$T_f^{max} \approx 900 \div 950\text{ }^\circ\text{C.}$$

2.Оценка однородности и наличие скрытых дефектов бетона конструкций после пожара определялись по скорости распространения продольных ультразвуковых колебаний с помощью прибора "Бетон-22". Относительное изменение скорости ультразвука в бетоне поврежденных и неповрежденных конструкций имело значение соответственно 1,0 и 0,6. Значение 0,6 соответствует температуре нагрева бетона 350 $^\circ\text{C}$ (согласно табл.9.6.6, разд.9.6).

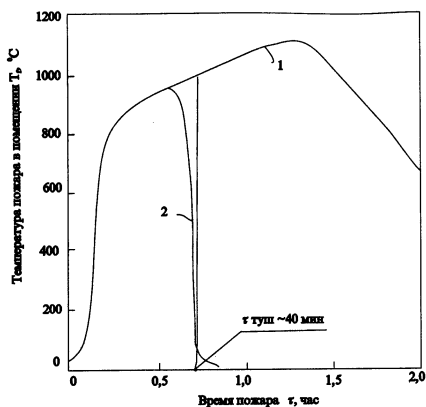


Рис.8.3.Расчетный температурный режим пожара в помещении здания ДКБ

- 1-без учета тушения;
2-с учетом тушения.

3.Оценка несущей способности наиболее уязвимого элемента конструкций здания при воздействии пожара - железобетонной плиты.

Согласно рис.9.3.1,разд.9, для толщины защитного слоя бетона 30 мм, при длительности пожара 40 мин, имеем температуру рабочей арматуры плиты $T_s \approx 300^\circ\text{C}$, что согласуется с данными ультразвуковых исследований.

Согласно табл.9.6.7, разд.9.6, рабочая арматура класса А-III при этой температуре не снижает свое сопротивление после пожара.

Возможное снижение прочности бетона до 20% от воздействия высокой температуры в данном случае не имеет существенного значения, т.к.в плитах перекрытий этот бетон находится в зоне растяжения, где работает арматура, а колонны воспринимают нагрузку только от перекрытия технического этажа и крыши и имеют запас по несущей способности.

Выводы и рекомендации

1.Проведенный анализ показал, что в несущих и ограждающих конструкциях комнаты №5 после пожара отсутствуют дефекты и повреждения, снижающие их несущую способность и препятствующие их нормальной эксплуатации.

2.Необходимо проведение ремонтных работ в помещении комнаты №5 по ликвидации отмеченных повреждений и дефектов,в том числе удаление поврежденных слоев бетона, штукатурки с последующим их восстановлением.

Восстановление может выполняться цементной пастой, раствором, бетоном на портландцементе, раствором на основе жидкого стекла, полимерцементным раствором.

Перед ремонтом бетона, следует обработать места контактов старого бетона с новым струйным способом с последующим обильным смачиванием водой (за 2-3 часа до нанесения покрытий) или путем нанесения тонкого слоя силикоанового, акрилового или подобного клея.

3.При дальнейшей эксплуатации здания не следует допускать дополнительных нагрузок на плиты перекрытий пострадавших от пожара (складирование тяжелого оборудования, организация архива и проч. на техническом этаже здания).

4.У наружной панели необходимо восстановить фактурный слой, защищающий ее от намокания.

Пример 2

Оценка состояния строительных конструкций покрытия плавательного бассейна ВМФ ЦСКА после пожара.

Характеристика конструкций здания до пожара.

К моменту проведения обследования здания бассейна, техническая документация с описанием строительных конструкций до пожара отсутствовала. В связи с этим,характеристики основ-

ных конструкций здания до пожара даются по результатам обследования.

Покрытие основного зала бассейна, попавшее в зону пожара, состоит из незащищенных металлических ферм, пролетом ~40м, опирающихся на железобетонные колонны. По фермам уложены железобетонные плиты покрытия, ребристые, пролетом 6 м (см.рис.8.4).

Фермы двускатные, с непараллельными поясами, со светоаэрационным фонарем.

В железобетонных плитах покрытия имеются закладные детали (рис.8.4) в виде уголков, к которым болтами крепятся деревянные брусья сечением ~15х15см. К этим деревянным брускам гвоздями крепится декоративная деревянная обшивка из брусков сечением ~15х5см, установленных с просветом 3 см между ними (см.рис.8.4 и 8.5).

Характеристика пожара по имеющимся внешним признакам на момент обследования.

Пожар возник в результате загорания декоративной деревянной обшивки покрытия основного зала бассейна, со стороны наружной стены здания, обратной главному входу.

Затем огонь начал распространяться вверх по скату покрытия по направлению к светоаэрационному фонарю (см.рис.8.5).

Фактически пожар возник и развивался в ограниченном пространстве между деревянными брусками декоративной подшивки и нижней поверхностью железобетонных плит покрытия. Общая высота этого пространства около 30 см (см.рис.8.4 и 8.5).

Величину пожарной нагрузки “Р”, определившей температурный режим возникшего пожара, можно определить по формуле:

$P=M \times H$
где: М-масса горючего материала (древесина) на 1м² декоративной подшивки, кг/м²;

Н-количество тепла, выделяемое 1 кг вещества, при его сгорании, МДж/кг.

В рассматриваемом случае масса древесины декоративной подшивки составляет: М=24 кг/м².

Для древесины Н=13,8 МДж/кг.

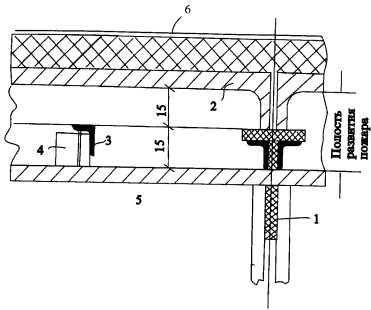


Рис.8.4.Основные элементы покрытия плавательного бассейна

1-ферма; 2-железобетонная плита покрытия, 3-закладная деталь для крепления подшивки, 4-деревянный брус, 5-деревянные бруски подшивки, 6-кровля

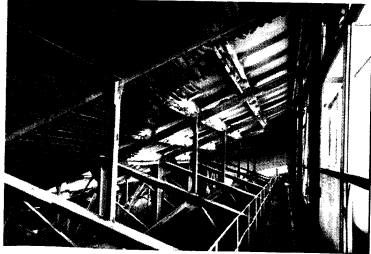


Рис.8.5.Общий вид конструкций светоаэрационного фонаря после пожара

Тогда величина пожарной нагрузки при пожаре в бассейне ВМФ ЦСКА составляла:

$$P=24 \times 13,8=331 \text{ МДж/м}^2.$$

Согласно "Рекомендациям по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром/ НИИЖБ.-М.: Стройиздат, 1987г.", максимальная температура в зоне пожара может достигать примерно 1000 °С, а время рассматриваемого достижения этой температуры ~45мин., после чего температура пожара начинает снижаться.

Оценка состояния основных конструкций здания бассейна, подвергшихся воздействию пожара:

Металлические фермы покрытия

В силу особенностей возникшего пожара, воздействию огня подвергнулся только верхний пояс ферм, оказавшийся в зоне горения деревянной подшивки.

Это обстоятельство сыграло благоприятную роль, т.к. за счет высокой теплопроводности металла, тепло от прогретого верхнего пояса фермы интенсивно отводилось по стойкам, подкосам фермы и, таким образом, оказавшийся в зоне горения верхний пояс ферм не прогрелся до критических температур, при которых наступает потеря несущей способности конструкции. На рис. 8.5 можно найти подтверждение этому соображению - по повреждению окраски ферм при пожаре. Можно отчетливо видеть, что первоначальная (голубая) окраска ферм за пределами верхнего пояса не была повреждена, т.е. температура в этих местах фермы не превышала 200 °С. Опорная часть фермы также сохранила первоначальную окраску до пожара и не имеет повреждений, а элементы верхнего пояса ферм, в зоне пожара, не имеют видимых деформаций, а их цвет (светло-желтый, светло-оранжевый) показывает, что в этой части конструкции температура не превышала 220-260 °С.

Вышеизложенное позволяет сделать вывод о том, что при пожаре не произошло существенной утраты несущей способности соответствующих ферм.

Железобетонные плиты перекрытия - в течение 30-45мин подвергались воздействию температур от 400 до 900 °С. Видимых повреждений бетона защитного слоя рабочей арматуры на ребрах плит (отслоений, отколов, трещин) не

произошло. Видимых необратимых деформаций плит также нет. Это свидетельствует о том, что температура прогрева рабочей арматуры ребер плит, попавших в зону пожара, не достигла температур более 300 °С, при которых начинаются необратимые деформации ползучести, т.е. утраты несущей способности плит, препятствующей их дальнейшей эксплуатации, не произошло. Видимо имеется необходимость в текущем ремонте отдельных плит.

Закладные детали в плитах покрытия оказались в зоне огня в течение всего времени пожара и их повторное использование для крепления каких-либо элементов покрытия (в т.ч. обшивки) возможно лишь после испытания на предполагаемую нагрузку с соответствующим коэффициентом запаса.

Металлические конструкции светозащитного фонаря: Не имеют заметных деформаций элементы, воспринимающие нагрузку от плит покрытия. Судя по окраске металла верхней зоны фонаря (оранжево-желтый) они не прогрелись до температур выше 220-260 °С. Это свидетельствует о том, что существенной утраты прочности этих элементов не произошло. Можно рекомендовать провести дополнительную проверку несущих стоек фонаря на устойчивость от рабочих нагрузок.

Металлические связи между верхними поясами ферм покрытия, оказавшихся в зоне пожара

Эти связи, выполненные из металлических уголков целиком оказались в зоне огня, прогрелись до температур порядка 400-600 °С и, в ряде случаев, получили заметные деформации. Однако, в целом, это не должно оказать влияние на несущую способность основных элементов покрытия бассейна.

В целом, проведенное обследование позволяет сделать вывод о том, что основные несущие конструкции бассейна, оказавшиеся в зоне пожара, могут быть использованы для дальнейшей эксплуатации, после проведения текущего ремонта и восстановительных работ.



**ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
СТРОИТЕЛЬНО-ПРОМЫШЛЕННАЯ КОМПАНИЯ "КУБЕРА"**
Адрес: Екатеринбург, ул.Болотного, 24б, т/ф (3432) 202-273, тел.202-546

Просим ознакомиться с нашими предложениями, связанными с пожарной безопасностью объектов, находящихся в Вашем ведении.

В настоящее время, ООО СПК "Кубера", сама производит огнезащитные материалы и выполняет огнезащитную обработку строительных конструкций (общественных и административных зданий, складов, магазинов, офисов, коттеджей, квартир, наземных и подземных сооружений кабельного хозяйства), в области проектных работ, монтажа и технического обслуживания объектов (систем пожаротушения, автоматики, систем оповещения о пожаре, пожарной сигнализации, охранной сигнализации).

Используемые составы отвечают современным требованиям пожарной безопасности, прошли испытания во ВНИИПО МВД РФ, имеют сертификаты качества.

Комплекс услуг, ООО СПК "Кубера" начинается от подбора рабочего состава в каждом отдельном случае и заканчивается сдачей готового объекта представителями ГПН.

Выдаваемый Заказчику 3-х сторонний акт приемки работ, а также сертификат качества, полностью страхует от проблем с органами пожарного надзора на срок от 1 года до 7 лет.

Защищаемые материалы:-металл

- древесина и материалы на ее основе
- ткань, ковровин
- кабель слаботочный и силовой
- транзитные воздуховоды

ООО СПК "Кубера" так же выполняет все виды строительно-монтажных работ, все виды высотных работ, осуществляет функции генерального подрядчика.

ООО СПК "кубера" имеет Федеральную лицензию на строительно-монтажные работы и областную лицензию на проведение огнезащитных работ.

Мы постоянно следим за последними разработками отечественной и зарубежной науки в области пожарной безопасности и СМР для дальнейшего расширения возможностей предприятия.

Если Вас заинтересовала наша деятельность, будем рады сотрудничать. Формы расчетов согласуются дополнительно.

Перечень выпускаемой и осваиваемой продукции пожарно-технического назначения

Наименование	Номер сертификата
Поверхностная пропитка древесины ПОП	ССПБ.RU.OP 011B00028
Поверхностная и глубокая пропитка древесины ПОП-М	ССПБ.RU.OP 011B00029

Директор СПК "Кубера" Н.П.Разживин

РАЗДЕЛ 9.

**СПРАВОЧНЫЕ ДАННЫЕ, НЕОБХОДИМЫЕ ДЛЯ
ОЦЕНКИ ОГНЕСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ**



Содержание раздела 9

9.1. Данные о требуемых (нормами) значениях огнестойкости зданий, сооружений, строительных конструкций

9.2. Данные о фактических пределах огнестойкости различных конструкций

- 9.2.1. Бетонные и железобетонные конструкции
- 9.2.2. Каменные конструкции
- 9.2.3. Несущие металлические конструкции
- 9.2.4. Несущие деревянные конструкции
- 9.2.5. Покрытия и перекрытия с подвесными потолками
- 9.2.6. Ограждающие конструкции с применением металла, древесины, пластмасс и др. материалов
- 9.2.7. Воздуховоды
- 9.2.8. Противопожарные двери, ворота

9.3. Данные, необходимые для расчета пределов огнестойкости различных конструкций

- 9.3.1. Бетонные и железобетонные конструкции
- 9.3.2. Несущие стальные конструкции
- 9.3.3. Несущие деревянные конструкции
- 9.3.4. Слоистые ограждающие конструкции

9.4. Данные, необходимые для расчета огнестойкости конструкций, с учетом режима реального пожара

- 9.4.1. Данные для расчета режима реального пожара в помещениях
- 9.4.2. Данные для расчета прогрева конструкций
- 9.4.3. Данные для решения прочностной задачи огнестойкости

9.5. Данные, необходимые для оценки огнестойкости реконструируемых зданий

9.6. Данные, необходимые для оценки состояния конструкций и зданий после пожара

Литература к разделу 9

9.1. Требования строительных норм и правил к огнестойкости зданий, сооружений и строительных конструкций

Таблица 9.1.1
Требуемая нормами степень огнестойкости жилых зданий [9.1]

Степень огнестойкости здания	Наибольшее число этажей	Наибольшая допустимая площадь этажа, м ²	
		с противопожарными стенами	без противопожарных стен и между противопожарными стенами
I	25	не ограничивается	2200*
II	10	то же	2200*
III	5	“	1800
IV, IIIб	1	2800	1400
IV, IIIб	2	2000	1000
V, IIIа, IVа	1	2000	1000
V	2	1600	800

* Для зданий с чердаком; в зданиях без чердаков противопожарные стены не предусматриваются.

Примечания:

1. В жилых зданиях I-III степеней огнестойкости высотой три этажа и более межсекционные несущие стены и перегородки, а также перегородки, отделяющие общие коридоры от других помещений в зданиях любой этажности должны иметь предел огнестойкости не менее 0,75 ч.

2*. Степень огнестойкости жилых домов для престарелых и семей с инвалидами должна иметь не ниже II за исключением индивидуальных и одноэтажных (мансардных) блокированных жилых домов.

3. В жилых зданиях IIIа и IVа степеней огнестойкости несущие элементы стального каркаса и его узлы со стороны отапливаемых помещений должны быть покрыты огнезащитными составами или закрыты негорючими строительными материалами толщиной не менее 4мм.

Таблица 9.1.2

Требуемая степень огнестойкости общественных зданий (кроме зданий предприятий бытового обслуживания и магазинов)[9.2]

Степень огнестойкости здания	Наибольшее число этажей	Площадь, м², этажа между противопожарными стенами в здании				
		одноэтажном	2-этажном	3-5-этажном	6-9-этажном	10-16-этажном
I	16	6000	5000	5000	5000	2500
II	16	6000	4000	4000	4000	2200
III	5	3000	2000	2000	-	-
IIIа, IIIб	1*	2500	-	-	-	-
IV	2	2000	1400	-	-	-
IVа	1	800	-	-	-	-
V	2	1200	800	-	-	-

*Для кинотеатров и клубов - см. табл.9.1.2Б; крытых спортивных сооружений - п.9 примечаний; школ - табл.9.1.2В.

Примечания:

1.В зданиях II степени огнестойкости при наличии автоматического пожаротушения площадь этажа между противопожарными стенами может быть увеличена не более чем вдвое.

2. Деревянные стены с внутренней стороны, перегородки и потолки зданий V степени огнестойкости детских дошкольных учреждений, школ, школ-интернатов, лечебных и амбулаторно-поликлинических учреждений, пионерских лагерей и клубов (кроме одноэтажных зданий клубов с

рубленными и брусчатыми стенами) должны быть оштукатурены или покрыты огнезащитными красками или лаками.

3.Площадь этажа между противопожарными стенами одноэтажных зданий с двухэтажной частью, занимающей менее 15% площади застройки здания, следует принимать как для одноэтажных зданий.

4.В зданиях вокзалов вместо противопожарных стен допускается устройство водяных дренчерных завес в две нити, расположенных на расстоянии 0,5 м и обеспечивающих интенсивность орошения не менее 1 л/с на 1 м длины завес. Время работы завес не менее 1 ч.

5.В зданиях аэровокзалов I степени огнестойкости площадь этажа между противопожарными стенами может быть увеличена до 10 000 м², если в подвальных (цокальных) этажах не располагаются склады, кладовые и другие помещения с наличием горючих материалов (кроме камер хранения багажа и гардеробных персонала). При этом сообщение уборных, расположенных в подвальном и цокольном этажах, с первым этажом может осуществляться по открытым лестницам, с первым этажом и гардеробных - по отдельным лестницам, а камер хранения и гардеробных - по отдельным лестницам в закрытых лестничных клетках. Камеры хранения (кроме оборудованных автоматическими ячейками) и гардеробными необходимо отделять от остальных помещений подвала противопожарными перегородками I-го типа и оборудовать установками автоматического пожаротушения, а командно-диспетчерские пункты - противопожарными перегородками.

6.В зданиях аэровокзалов площадь этажа между противопожарными стенами не ограничивают при условии оборудования установками автоматического пожаротушения.

7.Степень огнестойкости пристроенных к зданию навесов, террас, галерей, а также отделенных противопожарными стенами служебных и других зданий и сооружений допускается принимать на одну степень огнестойкости ниже, чем степень огнестойкости здания.

8.В спортивных залах, залах крытых катков и залах ванн бассейнов (с местами для зрителей и без них), а также в залах для подготовительных занятий бассейнов и огневых зонах крытых тиров (в том числе размещаемых под трибунами или встроенных в другие общественные здания), при превышении их площади по

отношению к установленной в табл.9.2.1 противопожарные стены следует предусматривать между зальными (в тирах - огневой зоной со стрелковой галерей) и другими помещениями. В помещениях вестибюлей и фойе при превышении их площади по отношению к установленной в табл.9.2.1 вместо противопожарных стен можно предусматривать светопрозрачные противопожарные перегородки 2-го типа.

9.Здания крытых спортивных сооружений IIIб степени огнестойкости при размещении на верхнем этаже только вспомогательных помещений могут быть двухэтажными, а при стенах, колоннах, лестницах и междуэтажных перекрытиях, имеющих пределы огнестойкости и распространения огня, требуемых для зданий II степени огнестойкости, высотой до 5 этажей. Во всех случаях вспомогательные помещения должны быть отделены от зального помещения противопожарными стенами I типа.

Таблица 9.1.2а
Требуемая степень огнестойкости зданий школ и школ-интернатов в зависимости от числа мест и этажности

Число учащихся или мест в здании	Степень огнестойкости здания	Этажность
Здания школ и учебные корпуса школ-интернатов		
До 270	IIIа, V	1
	IV	2
До 350	IIIб	2
До 1600	III	3
Не нормируется	I, II	4
Спальные корпуса школ-интернатов и интернатов при школах		
До 80	IV, V	1
До 140	IIIа, IIIб	1
До 200	III	3
До 280	III	1
Не нормируется	I, II	4

Таблица 9.1.2б
Требуемая степень огнестойкости культурно-зрелищных учреждений в зависимости от числа этажей и наибольшей вместимости

Здания или сооружения	Степень огнестойкости	Наибольшее число этажей	Наибольшая вместимость зала, мест
Кинотеатры:			До 300
Круглогодичного действия	V	1	До 400
	IIIа, IV	2*	До 600
	III, IIIб	2*, 2**	Св. 600
	II, I	Не нормируется	
Сезонного действия (летние):			
закрываемые	IIIа, IV, V	1	До 600
	III, IIIб	1	Св. 600
открытые	Любая	1	До 600
	III, IIIб	1	Св. 600
Клубы:			До 300
	V	1***	До 400
	IIIаб, IV	2*	До 600
	III, IIIб	3*, 3**	Св. 600
	II, I	Не нормируется	
Театры:	II, I	Не нормируется	

*Зрительные залы в зданиях IIIа, IIIб, IV степеней огнестойкости следует размещать на первом этаже, а в зданиях клубов III и IIIб степеней огнестойкости - не выше второго этажа.

****В зданиях IIIб степени огнестойкости с элементами покрытия из деревянных конструкций, со стенами, колоннами, лестницами и междуэтажными перекрытиями, имеющими пределы огнестойкости и распространения огня, требуемые для зданий II степени огнестойкости, вместимость зрительного зала можно принимать до 800 мест.**

***** Здания клубов V степени огнестойкости со зрительным залом до 300 мест на первом этаже с несущими стенами из деревянных бревен или брусев, защищенных изнутри штукатуркой или обшивкой, обеспечивающими предел распространения огня не более 40 см, а также со стенами из панелей на деревянном каркасе с утеплителем из неорганических материалов и обшивкой, обеспечивающих предел распространения огня не более 40 см, могут быть двухэтажными.**

Примечание. При блокировании кинотеатра круглогодичного действия с кинотеатром сезонного действия разной степени огнестойкости между ними должна быть предусмотрена противопожарная стена 2го типа.

Таблица 9.1.3

Требуемая степень огнестойкости зданий предприятий бытового обслуживания

Степень огнестойкости здания	Наибольшее число этажей	Площадь, м ² , этажа между противопожарными стенами в здании
I, II	6	2500
III	2	1000
IIIа, IIIб	1	1000
IV, IVа и V	1	500

Примечание:
В зданиях I и II степеней огнестойкости при наличии автоматического пожаротушения площадь этажа между противопожарными стенами может быть увеличена не более чем вдвое.

Таблица 9.1.4
Требуемая степень огнестойкости зданий магазинов [9.2]

Степень огнестойкости здания	Наибольшее число этажей	Площадь, м ² , этажа между противопожарными стенами в здании		
		одноэтажные	2-этажные	3-5-этажные
I, II	5	3500	3000	2500
III	2	2000	1000	-
IIIа, IIIб	1	1000	-	-
IV, IVа и V	1	500	-	-

Примечания:

1. В одноэтажных зданиях продовольственных магазинов и магазинов типа “Универсам” IIIа и IIIб степеней огнестойкости площадь этажа между противопожарными стенами 1-го типа может быть увеличена вдвое при условии отделения торгового зала от других помещений магазина противопожарной стеной 2-го типа.

2. В зданиях I и II степеней огнестойкости при наличии автоматического пожаротушения площадь этажа между противопожарными стенами может быть увеличена не более чем вдвое.

3. При размещении кладовых, служебных, бытовых и технических помещений на верхних этажах зданий магазинов I и II степеней огнестойкости высота зданий может быть увеличена на один этаж.

Таблица 9.1.5
Требуемая степень огнестойкости культовых сооружений [9.4]

Сооружение	Степень огнестойкости	Наибольшее число этажей	Наибольшая вместимость зала, число мест
Культовое	IV, V	1	До 200
	III	2	»400
	II-I	Не нормируется	

Таблица 9.1.6

Требуемая нормами степень огнестойкости производственных зданий в зависимости от их категории по взрывопожарной или пожарной опасности, числа этажей, площади этажа в пределах пожарного отсека [9.3]

Категория зданий или пожарных отсеков	Допустимое число этажей	Степень огнестойкости зданий	Площадь этажа в пределах пожарного отсека, м ² , зданий		
			одноэтажных	в два этажа	в три этажа и более
1	2	3	4	5	6
А, Б	6	I	Не ограничивается		
А, Б (за исключением зданий нефтеперерабатывающей, газовой, химической и нефтехимической промышленности)	6 1	II IIIа	5200	-	-
А - здания нефтеперерабатывающей, газовой, химической и нефтехимической промышленности	6 1	II IIIа	Не ограничивается 3500	5200 -	3500 -
Б - здания нефтеперерабатывающей, газовой, химической и нефтехимической промышленности	6 1	II IIIа	Не ограничивается 3500	10400 -	7800 -

Продолжение табл.9.1.6					
1	2	3	4	5	6
В	8	I, II	Не ограничивается		
	3	III	5200	3500	2600
	2	IIIа	25000	10400	-
	1	IIIб	15000	-	-
	2*	IVа	2600	2000	-
	2	IV	2600	2000	-
	1	V	1200	-	-
Г	10	I, II	Не ограничивается		
	3	III	6500	5200	3500
	6	IIIа	Не ограничивается		
	1	IIIб	20000	-	-
	2*	IVа	6500	5200	-
	2	IV	3500	2600	-
	2	V	2600	1500	-
Д	10	I, II	Не ограничивается		
	3	III	7800	6500	3500
	6	IIIа	Не ограничивается		
	1	IIIб	25000	-	-
	2*	IVа	10400	7800	-
	2	IV	3500	2600	-
	2	V	2600	1500	-

*При высоте одно- и двухэтажных зданий не более 18 м (от пола первого этажа до низа горизонтальных несущих конструкций покрытия на опоре).

**При оборудовании пожароопасных помещений двухэтажных зданий установками автоматического пожаротушения.

Примечания:
1. В зданиях I, II, III и IIIа степеней огнестойкости допускается вместо противопожарных стен принимать противопожарные зоны I-го типа, в зданиях III-V степеней огнестойкости - противопожарные зоны 2-го типа. При применении противопожарных зон 2-го типа площадь этажа, указанную в табл. 9.1.6, следует принимать с коэффициентом 0,5.
2. Лесопильные цехи с числом рам до четырех, деревообрабатывающие цехи первичной обработки древесины и рубильные станции дробления древесины допускается размещать в двухэтажных зданиях V степени огнестойкости при площади этажа 600 м².
3. Помещения категории Б мукомольной, крупяной и комбикормовой промышленности допускается размещать в зданиях I и II степеней огнестойкости с числом этажей до 8 включ.
4. При определении этажности здания учитываются площадки, ярусы этажерок и антресоли, площадь которых на любой отметке составляет более 40% площади этажа здания. В этом случае требования к площади этажа определяются как для многоэтажного здания.
5. Допускается здания IIIа степени огнестойкости категории В проектировать с числом этажей от 3 до 6 включ. при применении ограждающих конструкций (стен и покрытий) с нулевым пределом распространения огня, плит перекрытий с пределом огнестойкости 0,75 ч, оборудовании пожароопасных помещений установками автоматического пожаротушения и выделении этих помещений противопожарными перегородками I-го типа. При этом площадь этажа для зданий в три этажа и более следует принимать не более 10400 м².
6. Площадь этажа зданий II степени огнестойкости, в которых предусматривается размещение деревообрабатывающих производств, следует принимать: двухэтажных зданий - не более 7800 м², трехэтажных и выше - не более 5200 м².

Таблица 9.1.7
Требуемые нормами значения пределов огнестойкости строительных конструкций в зависимости от степени огнестойкости здания [9.5]

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и надподвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				Настилы (в том числе с утеплителем)	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	Не нормируется						

Примечание:
Предел огнестойкости несущих конструкций (колонн, балок) балконов и хоров в молельных залах зданий I-III степеней огнестойкости должен быть не менее 0,75 ч.

Таблица 9.1.8

Требуемые нормами пределы огнестойкости для различных типов противопожарных преград [9.5]

Противопожарные преграды	Тип противопожарных преград	Предел огнестойкости противопожарной преграды, не менее	Тип заполнения проемов, не ниже	Тип тамбур-шлюза, не ниже
Стены	1	REI 150	1	1
	2	REI 45	2	2
Перегородки	1	EI 45	2	1
	2	EI 15	3	2
Перекрытия	1	REI 150	1	1
	2	REI 60	2	1
	3	REI 45	2	1
	4	REI 15	3	2

Таблица 9.1.9

Требуемые нормами пределы огнестойкости для различных типов заполнения проемов в противопожарных преградах [9.5]

Заполнения проемов в противопожарных преградах	Тип заполнения проемов в противопожарных преградах	Предел огнестойкости, не ниже
1	2	3
Двери, ворота, люки, клапаны	1	EI 60
	2	EI 30*
	3	EI 15

Продолжение табл.9.1.9

1	2	3
Окна	1	E 60
	2	E 30
	3	E 15
Занавесы	1	EI 60
* Предел огнестойкости дверей шахт лифтов допускается принимать не менее E 30.		

Таблица 9.1.10

Требуемые нормами типы элементов тамбур-шлюза в зависимости от типа тамбур-шлюза [9.5]

Тип тамбур-шлюза	Типы элементов тамбур-шлюза, не ниже		
	перегородки	перекрытия	заполнения проемов
1	1	3	2
2	2	4	3

Таблица 9.1.11

*0,25ч - в зданиях IIIa, IV, Iva и V степени огнестойкости.

Примечания:

1. Значения предела огнестойкости приведены в таблице в виде дробей: в числителе - в пределах обслуживаемого этажа; в знаменателе - за пределами обслуживаемого этажа.

2. Для воздуховодов, прокладываемых через несколько различных помещений одного этажа, следует предусматривать одинаковое большее значение предела огнестойкости.

Таблица 9.1.1
Требуемые нормы [9, 6] значения пределов огнестойкости транзитных воздуховодов и коллекторов, при прокладке их через помещения, в зависимости от типа помещений обслуживаемых системой вентиляции

Помещения, обслуживаемые системой вентиляции	Предел огнестойкости транзитных воздуховодов и коллекторов, ч, при прокладке их через помещения					Коридоры (кроме производственного здания)	жилое
	Склады и кладовые А.Б.В и А.Б.В и горючих материалов	Категории А.Б.В				Коридоры производственные	жилое
		А.Б.В	Г	Д	Коридоры производственные		
Склады и кладовые А.Б.В и А.Б.В и горючих материалов	0,5 0,5	0,5 0,5	0,5 0,5	0,5 0,5	Не допускается	Коридоры производственные	жилое
Категории А.Б. В	0,5	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	Не допускается
Категории Г, Д	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	То же
Коридоры производственные	0,5	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	То же
Административно-бытовые	Не допускается	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	То же
Общественные	То же	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	То же
Коридоры (кроме производственных зданий)	Не допускается	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Жилые	То же	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

9.2. Данные о фактических пределах огнестойкости различных конструкций

9.2.1. Бетонные и железобетонные конструкции [9.7]

Таблица 9.2.1
Пределы огнестойкости свободно опертых плит

Вид бетона и характеристики плит		Минимальные толщина плиты t и расстояние до оси арматуры a, мм	Пределы огнестойкости, мин						
			15	30	60	90	120	150	180
Тяжелый	Толщина плиты	t	30	50	80	100	120	140	155
	Опираение по двум сторонам или по контуру при $l_y/l_x \geq 1.5$	a	10	15	25	35	45	60	70
	Опираение по контуру $l_y/l_x < 1.5$	a	10	10	10	15	20	30	40
легкий ($\gamma_b = 1,2$ т/м³)	Толщина плиты	t	30	40	60	75	90	105	120
	Опираение по двум сторонам или по контуру при $l_y/l_x \geq 1.5$	a	10	10	20	30	40	50	55
	Опираение по контуру $l_y/l_x < 1.5$	a	10	10	10	10	15	25	30

- Примечания:**
- 1) Минимальная толщина плиты t обеспечивает значение предела огнестойкости по признаку "Г", а расстояние до оси арматуры - значение предела огнестойкости по признаку "R".
 - 2) Пределы огнестойкости многпустотных и ребристых с ребрами вверх панелей и настилов следует принимать по таблице, умножая их на коэффициент 0,9.
 - 3) Пределы огнестойкости статически неопределимых конструкции больше, чем пределы огнестойкости статически определимых на 25%, если отношение площади арматуры над опорной к площади арматуры в пролете равно 0,5, и на 50%, если это отношение равно 1,0.
 - 4) Эффективная толщина многпустотной плиты для оценки предела огнестойкости определяется делением площади поперечного сечения плиты, за вычетом площади пустот, на ее ширину.

Таблица 9.2.2
Пределы огнестойкости статически определимых свободно опертых балок из тяжелого бетона, нагреваемых с 3-х сторон

Пределы огнестойкости балок из тяжелого бетона, мин	Ширина балки b и расстояние до оси арматуры a	Минимальные размеры железобетонных балок, мм				Минимальная ширина ребра b_w , мм
		3				
1	2	3				4
30	b	80	120	160	200	80
	a	25	15	10	10	
60	b	120	160	200	300	100
	a	40	35	30	25	
90	b	150	200	280	400	100
	a	55	45	40	35	
120	b	200	240	300	500	120
	a	65	55	50	45	

Продолжение табл.9.2.2						
1	2	3				4
150	b	240	300	400	600	140
	a	80	70	65	60	
180	b	280	350	500	700	160
	a	90	80	75	70	

Таблица 9.2.3
Пределы огнестойкости статически определимых свободно опертых балок из легкого бетона, нагреваемых с 3-х сторон

Пределы огнестойко- сти балок из легкого бетона($\gamma_B=1,2$ т/м ³), МИН	Ширина балки b и расстояние до оси ар- матуры a	Минимальные размеры железобетонных балок, мм				Минима- льная ширина ребра b _н , мм
30	b	80	120	160	200	80
	a	25	15	10	10	
60	b	100	160	200	300	80
	a	40	30	25	20	
90	b	120	200	280	400	80
	a	55	40	35	30	
120	b	160	240	300	500	100
	a	65	50	40	35	
150	b	190	300	400	600	115
	a	80	65	55	50	
180	b	225	350	500	700	130
	a	90	75	65	55	

Примечания:
1) Для двутавровых балок, у которых отношение ширины полки к ширине стенки больше 2, необходимо в ребре устанавливать поперечную арматуру. При этом отношении больше 3 пользоваться таблицами 9.2.2 и 9.2.3 нельзя.
2) При определении предела огнестойкости статически неопределимых балок учитывается примечание 3 к табл.9.2.1.

Таблица 9.2.4
Пределы огнестойкости железобетонных колонн из тяжелого и легкого бетонов

Вид бетона	Воздействие огня	Ширина b колонны и расстояние до оси арматуры a	Минимальные размеры, мм, железобетонных колонн с пределами огнестойкости, мин					
			30	60	90	120	150	180
Тяжелый	Со всех сторон	b	150	200	240	300	400	450
		a	10	25	35	40	50	50
	С одной стороны	b	100	120	140	160	200	240
		a	10	25	35	40	40	40
Легкий (γ _в =1,2 т/м³)	Со всех сторон	b	150	160	190	240	320	360
		a	10	25	35	40	40	40
	С одной стороны	b	100	100	115	130	160	190
		a	10	25	35	40	40	40

Примечания:
1) Для колонн сплошного круглого сечения в качестве размера b следует принимать их диаметр.
2) Данные таблицы применимы для армирования колонн не более 3% от поперечного сечения бетона.
3) Для железобетонных колонн с дополнительным армированием в виде сварных поперечных сеток, установленных с шагом не более 250 мм, предел огнестойкости по табл.9.2.4 умножают на коэффициент 1,5.

Таблица 9.2.5
Пределы огнестойкости несущих железобетонных перегородок и бетонных

Вид бетона	Минимальная толщина перегородки, мм, с пределами огнестойкости, "Г", мин							
	15	30	45	60	90	120	150	180
Тяжелый	30	50	60	70	90	105	120	130
Легкий (γ _в =1,2 т/м³)	30	35	45	55	65	75	85	95
Ячеистый (γ _в =0,8 т/м³)	-	-	-	-	-	-	75	80

Таблица 9.2.6
Пределы огнестойкости несущих сплошных стен

Вид бетона	Толщина t _с и расстояние до оси арматуры a	Минимальные размеры железобетонных стен, мм, с пределами огнестойкости, мин					
		30	60	90	120	150	180
тяжелый	t _с	100	120	140	160	200	240
	a	10	15	20	30	30	30
легкий (γ _в =1,2 т/м³)	t _с	100	100	115	130	160	190
	a	10	15	20	30	30	30

Примечания:
1) Данные табл.9.2.6 применимы при условии приложения суммарной силы в средней трети ширины поперечного сечения стены. При этом отношение высоты стены к её толщине не должно превышать 20.
2) Для стеновых панелей с платформенным опиранием при толщине не менее 14 см пределы огнестойкости по табл.9.2.6 можно умножать на коэффициент 1,5.

3) Наружные стены из двухслойных панелей, состоящих из ограждающего слоя толщиной не менее 24 см из крупнопористого керамзитобетона класса В2-В2,5 ($\gamma_c=0,6-0,9$ т/м³) и несущего слоя толщиной не менее 10 см, с напряжениями сжатия в нем не более 5 МПа, имеют предел огнестойкости 3,6 ч.

4) При применении в стеновых панелях или перекрытиях сгораемого утеплителя следует предусмотреть при изготовлении, установке или монтаже защиту этого утеплителя по периметру несгораемым материалом.

5) Стены из трехслойных панелей, состоящие из двух ребристых железобетонных плит и утеплителя, из несгораемых или трудносгораемых минераловатных или фибролитовых плит при общей толщине поперечного сечения 25 см, имеют предел огнестойкости не менее 3 ч.

6) Наружные ненесущие и самонесущие стены из трехслойных сплошных панелей, состоящие из наружного (толщиной не менее 50 мм) и внутреннего бетонных армированных слоев и среднего из сгораемого утеплителя (пенопласта марки ПСБ), имеют предел огнестойкости при общей толщине поперечного сечения 15-22 см не менее 60 мин. Для аналогичных несущих стен с соединением слоев металлическими связями при общей толщине 25 см, с внутренним несущим слоем из армированного бетона М 200 с напряжениями сжатия в нем не более 2,5 МПа и толщиной 10 см или М 300 с напряжениями сжатия в нем не более 10 МПа и толщиной 14 см, предел огнестойкости равен 150 мин.

Таблица 9.2.7

Пределы огнестойкости растянутых железобетонных элементов (растянутые элементы ферм, арок, обогреваемых со всех сторон)

Примечание:

Полная площадь поперечного сечения бетона элемента должна быть не менее $2b_{\text{мин}}^2$, где $b_{\text{мин}}$ - соответствующий размер для b в табл. 9.2.7.

Вид бетона	Минимальная ширина поперечного сечения b и расстояние до оси арматуры a	Минимальные размеры железобетонных растянутых элементов, мм, с пределами огнестойкости, мин					
		30	60	90	120	150	180
тяжелый	b	80	120	150	200	240	280
	a	25	40	55	65	80	90
легкий ($\gamma_b=1,2$ т/м ³)	b	80	120	150	200	240	280
	a	25	35	45	55	65	70

9.2.2. Пределы огнестойкости каменных конструкций [9.7]

Таблица 9.2.8

№ пп	Краткая характеристика конструкции	Размеры a , см	Предел огнестойкости, мин
1	2	3	4
1	Стены и перегородки из сплошных и пустотелых керамических и силикатных кирпичей и камней, толщиной a	6,5	145
		12	1150
		≥ 25	≥ 1330
2	Стены из естественных, легкогобетонных и гипсовых камней, облегченных кирпичных кладок с заполнением легким бетоном, несгораемыми или трудносгораемыми теплоизоляционными материалами, толщиной a	6	130
		12	190
		≥ 25	≥ 1240

Продолжение табл.9.2.8			
1	2	3	4
3	Стены из виброкирпичных армированных панелей из силикатного и обыкновенного глиняного кирпича, толщиной а при сплошном опирании на раствор и при средних напряжениях при основном сочетании только вертикальных нормативных нагрузок: а) ≤30 кгс/см ² б) 31-40 кгс/см ² в) > 40 кгс/см ²	15 15 15	1 220 R 150 (по результатам испытаний)
4	Фахверковые стены и перегородки из кирпича, бетонных и естественных камней со стальным каркасом: а) незащищенным, со стороны возможного воздействия пожара б) размещенным в толще стены при незащищенных стенках или полках элементов каркаса, со стороны возможного воздействия пожара в) защищенным штукатуркой, толщиной а по стальной стенке г) облицованным кирпичом при толщине облицовки а	 2 6,5 ≥ 12	См. табл. 9.2.9 R 45 R 60 R 150 ≥ R 300

Продолжение табл.9.2.8			
1	2	3	4
5	Перегородки из пустотелых керамических камней при толщине, определяемой за вычетом пустот а- общая толщина перегородки; t- размер пустот в камне	а- Σt=3,5 5 6,5 8	I 30 I 60 I 90 I 120
6	Кирпичные колонны и столбы сечением bхh	Bхb=25х25 ≥25х38	R 150 R 180

9.2.3. Пределы огнестойкости несущих металлических конструкций
Таблица 9.2.9

№ пп	Краткая характеристика конструкции	Размеры, см	Предел огнестойкости, мин
1	2	3	4
1	Стальные балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы, при опирании плит и настилов по верхнему поясу, а также колонны и стойки без огнезащиты с приведенной толщиной металла t _{ред} указанной в графе 3	t _{ред} =0,3 0,5 1 1,5 2 3	R 7,2 R 9 R 15 R 18 R 21 R 27
2	Стальные балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы при опирании плит и настилов на нижние пояса и плки конструкции с толщиной металла t нижнего пояса, указанной в графе 3	t=0,5 1 1,5 2 2,5 3 4	R 18 R 21 R 27 R 30 R 33 R 36 R 42

Продолжение табл. 9.2.9			
1	2	3	4
3	Стальные балки перекрытий и конструкций лестниц при огнезащите по сетке слоем бетона или штукатурки, толщиной а	a=1	R 45
		2	R 90
		3	R 150
4	Стальные конструкции с огнезащитой из теплоотражающей штукатурки с заполнителем из перлитового песка, вермикулита и гранулированной ваты при толщине штукатурки а, указанной в графе 3 и при минимальной толщине элемента сечения 1, мм		
	4,5-6,5	a=2,5	R 45
		3	R 60
		2	R 45
	6,6-10	2,5	R 60
		5,5	R 150
		1,5	R 45
	10,1-15	2	R 60
		4	R 150
		1,2	R 45
	15,1-20	1,5	R 60
		3	R 150
		0,8	R 45
	20,-30	1	R 60
		2,5	R 150
		0,5	R 45
	30,1-50	1	R 60
		2	150

Продолжение табл. 9.2.9			
1	2	3	4
5	Стальные стойки и колонны с огнезащитой		
	а) из штукатурки по сетке или из бетонных плит, толщиной а	a=2,5	R 45
		5	R 60
		6	R 150
	б) из сплошных керамических и силикатных кирпича и камней, толщиной а	a=6,5	R 120
		12,5	R 300
	в) из пустотелых керамических и силикатных кирпича и камней, толщиной а	a=12	R 270
	г) из гипсовых плит	a=3	R 60
		6	R 360
6	д) из керамзитовых плит, толщиной а	a=4	R 65
		5	R 90
		7	R 120
		8	R 150
	Стальные конструкции с огнезащитой, толщиной а:		
	а) вспучивающимся покрытием ВПМ-2 при расходе 6 кг/м ² и при толщине покрытия после высушивания не менее 4 мм	a=0,4	R 45
	б) покрытием по стали огнезащитным фосфатным	a=1	R 30
		2	R 60
		3	R 90
		4	R 120
		5	R 180

9.2.4. Пределы огнестойкости несущих деревянных конструкций

Таблица 9.2.10

№ пп	Краткое описание конструкции	Размеры, см	Предел огнестойкости, мин
1	2	3	4
1	Деревянные стены и перегородки, толщиной а, оштукатуренные с двух сторон, при толщине слоя штукатурки 2 см	а=10	RI 36
		15	RI 45
		20	RI 60
		25	RI 75
2	Деревянные каркасные стены и перегородки, оштукатуренные или обшитые с двух сторон листовыми труднотлеющими или негорючими материалами толщиной не менее 8 мм, с заполнением пустот: а)горючими материалами б)негорючими материалами		RI 30
			RI 45
3	Перекрытия деревянные с накатом или с подшивкой и штукатуркой по дражке или по сеткепри толщине штукатурки а≥2 см		RI 45
4	Перекрытия по деревянным балкам при накате из негорючих материалов и защите слоем гипса или штукатурки толщиной а	а=2	R 60
		3	R 90
5	Деревянные клееные балки прямоугольного сечения для покрытий производственных зданий. пролетом l, высотой сечения -h, шириной - b	l=300-1200 h=31.5-72 b=12-21	R 30

Продолжение табл.9.2.10			
1	2	3	4
6	Деревянные клееные балки двускатные и односкатные консольные. l,h,b - по п.5	l=1200 h=72-135 b=14-19	R 30
7	Балки деревянные клееные с волнистой фанерной стенкой	Независимо от размеров	< R 15
8	Клееные деревянные рамы из прямолинейных элементов и гнутоклееные рамы, пролетом l, высотой и шириной сечения - h и b.	l=1200-2000 h=14-44 b=140-200	R 30
9	Колонны клееные прямоугольного сечения, нагруженные с эксцентриситетом e, при нагрузке P=28гн l- высота колонны; h,b -стороны сечения	e=6 h=19 h=30 l=300	R 45
10	Колонны и стойки клееные и из цельной древесины, защищенные штукатуркой 2 см b и h - стороны сечения	b≥20 h≥20	R 60

9.2.5. Пределы огнестойкости покрытий и перекрытий с подвесными потолками [9.7]

Таблица 9.2.11

№ пп	Краткая характеристика конструкции	Размеры, В, см	Предел огнестойкости, мин
1	2	3	4
1	Стальные или железобетонные из тяжелого бетона несущие конструкции покрытий и перекрытий (балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы) при опирании плит и настилов из негорючих материалов по верхнему поясу, с подвесными потолками при минимальной толщине заполнения потолков В, указанной в графе 3 с каркасом из металлических тонкостенных профилей:		
	а) заполнение - гипсовые декоративные плиты, армированные стекловолокном; каркас - стальной, скрытый	0,9	R 108
	б) заполнение - гипсовые декоративные плиты, армированные стекловолокном, каркас - стальной, скрытый	0,9	R 69
	в) заполнение - гипсовые декоративные плиты, армированные стекловолокном, перфорированные, площадь перфорации 4,6%; каркас - стальной, скрытый	0,9	R 45

Продолжение табл.9.2.11			
1	2	3	4
	г) заполнение - гипсоперлитовые декоративные плиты, армированные стеклосеткой; каркас - стальной, открытый, заполненный внутри гипсовыми брусками	1,2	R 150
	д) заполнение - порогипсовые декоративные плиты, не армированные, перфорированные, площадь перфорации 2,4%; каркас-стальной, открытый	1,2	R 30
	е) заполнение - порогипсовые перфорированные декоративные плиты; армированные отходами асбеста; каркас - стальной, открытый, заполненный внутри минеральной ватой	1,2	R 85
	ж) заполнение - гипсовые литые звукопоглощающие плиты, заполненные минеральной ватой; каркас - стальной, открытый	$B_1+B_2=0,6+2,4$	R 60
	и) заполнение - гипсовые литые звукопоглощающие плиты, заполненные порогипсом; каркас-стальной, открытый	$B_1+B_2=0,6+2,4$	R 84
	к) заполнение - гипсовые литые звукопоглощающие плиты, заполненные порогипсом; каркас-стальной, открытый, заполненный внутри минеральной ватой	$B_1+B_2=0,8+2,2$	R 90

Продолжение табл.9.2.11			
1	2	3	4
	л) заполнение - жесткие минераловатные плиты типа акмигран со стальными шпонками уплотнения швов; каркас - стальной, скрытый	2	R 85
	м) заполнение - жесткие минераловатные плиты типа акмигран со стальными шпонками уплотнения швов; каркас - стальной, открытый	2	R 84
	н) заполнение - жесткие минераловатные плиты типа акмигран со стальными шпонками уплотнения швов; каркас - алюминиевый, скрытый	2	R 60
	п) заполнение - жесткие минераловатные плиты типа акмигран без шпонок уплотнения швов; каркас - алюминиевый, скрытый	2	R 45
	р) заполнение - жесткие вермикулитовые плиты; каркас - стальной, открытый, заполненный внутри минеральной ватой	1,5	R 65
	с) заполнение - стальные штампованные панели, заполненные полужесткими минераловатными плитами на синтетическом связующем; каркас - стальной, скрытый	3	R 100
	т) заполнение - полужесткие минераловатные плиты на синтетическом связующем, уложенные по стальной сетке с ячейками до 100 мм	8	R 80

Продолжение табл.9.2.11			
1	2	3	4
	ф) заполнение - асбестоцементноперлитовые плиты; каркас - стальной, открытый	0,8	R 54
	х) заполнение - листы гипсокартонные; каркас - стальной, открытый	1,4	R 33
	и) заполнение - алюминиевые листы, покрытые составом ВПМ-2; каркас - стальной, скрытый	0,5	R 39
	ч) заполнение - стальные листы без огнезащитного покрытия; каркас - стальной, открытый	0,07	R 24
2	Предварительно напряженные из тяжелого бетона ребристые железобетонные плиты перекрытий или покрытий с подвесными потолками при минимальной толщине заполнения потолков В, указанной в графе 3, с открытым каркасом из тонкостенных стальных профилей:		
	а) заполнение - асбестоцементноперлитовые плиты	B=1	R 95
	б) заполнение - жесткие вермикулитовые плиты	B=1,5	R 80

9.2.6. Пределы огнестойкости ограждающих конструкций применением металла, древесины, пластмасс и других материалов [9.7]

Таблица 9.2.12

№ пп	Краткая характеристика конструкции	Размеры, В, см	Предел огнестойкости, мин
1	2	3	4
1	Наружные стены из навесных панелей с металлическими обшивками:		
	а) из трехслойных бескаркасных панелей со стальными профилированными обшивками в сочетании со сгораемыми пенопластовыми утеплителями	≥4,6	R 15
	б) то же, в сочетании с трудносгораемыми пенопластовыми утеплителями	≥4,6	R 15
	в) то же, из трехслойных бескаркасных панелей с алюминиевыми профилированными обшивками в сочетании со сгораемыми пенопластовыми утеплителями	≥4,6	R 7,5
	г) то же, в сочетании с трудносгораемыми пенопластовыми утеплителями	≥4,6	R 15
2	Наружные стены из навесных трехслойных панелей с наружной обшивкой из стального профилированного листа, внутренней - из древесноволокнистых плит с утеплителем из фенолоформальдегидного пенопласта ФРП-1 независимо от объемной массы последнего	≥4,6	R 15

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
3	Наружные стены из навесных трехслойных панелей с наружной обшивкой из стального профилированного листа с внутренней обшивкой из асбестоцементных листов и утеплителем из полиуретанового пенопласта рецептуры ППУ-317	≥4,6	R 15
4	Наружные металлические стены зданий послойной сборки с утеплителем из стекло- и минераловатных плит, в том числе повышенной жесткости, и внутренней обшивкой из негорюемых материалов	≥10	R 15
5	Наружные металлические стены из навесных двухслойных панелей с внутренней облицовкой из негорюемых и трудносгораемых материалов и утеплителем из трудносгораемых пенопластов	≥10	R 15
6	Наружные стены из навесных асбестоцементных экструзионных панелей пустотных и с заполнением пустот минераловатными плитами	≥12	R 30
7	Наружные стены из навесных трехслойных каркасных панелей с обшивками из асбестоцементных листов толщиной 10 мм*:		
	а) с каркасом из асбестоцементных профилей и утеплителем из негорюемых или трудносгораемых минераловатных плит при креплении обшивок к каркасу стальными винтами	≥12	R 30

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
	б) то же, с утеплителем из полистирольного пенопласта ПСВС	≥12	R 30
	в) с деревянным каркасом и с утеплителем из негоряемых или трудногоряемых материалов	≥12	R 30
	г) с металлическим каркасом без утеплителя	≥12	R 30
8	Наружные стены из навесных панелей с наружной обшивкой из полиэфирного стеклопластика ПН-1С или ПН-67, с внутренней обшивкой из двух листов гипсокартонных и с утеплителем из фенолформальдегидного пенопласта марки ФРП-1 (при расположении панелей в железобетонных и кирпичных лоджиях)	≥16	R 30
9	Наружные стены из навесных трехслойных панелей с обшивками из асбестоцементных листов и утеплителем из плит пресованной рисовой соломы (риплит)	≥8	R 30
10	Наружные и внутренние стены из арболита марки М-25, объемной массой 650 кг/м³, оштукатуренные цементно-песчаным раствором с двух сторон	≥25	RI 150
11	Перегородки фибролитовые или гипсшлаковые с деревянным каркасом, оштукатуренные с двух сторон цементно-песчаным раствором с толщиной слоя не менее 1,5 см	10	I 45

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
12	Перегородки гипсовые и гипсоволокнистые при содержании равномерно распределенных по объему конструкций органических веществ до 8% по массе	5 8 10 11	I 78 I 130 I 160 I 180
13	Перегородки из пустотелых стеклянных блоков, стеклопрофилита, в том числе при заполнении пустот минераловатными плитами	6	I 15
14	Перегородки из асбестоцементных экструзионных панелей, с затиркой стыков цементно-песчаным раствором		
	а) пустотные	<12 12 >12	I 30 I 45 I 60
	б) при заполнении пустот утеплителем из трудногоряемых или негоряемых материалов	<12 ≥12	I 45 I 60
15	Перегородки из трехслойных панелей на деревянном каркасе с обшивкой с двух сторон асбестоцементными листами и со средним слоем из минераловатных плит	8 15	I 30 I 60
16	Перегородки трехслойные из листов гипсокартонных толщиной 10 мм		
	а) на деревянном каркасе с утеплителем из минераловатных плит	10	I 60
	б) то же, пустотные	8,5	I 15
	в) на металлическом каркасе с утеплителем из минераловатных плит	10	I 60

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
	г) то же, пустотные	8,5	I 15
17	Перегородки из листов гипсокартонных толщиной 14 мм, пустотные:		
	а) на металлическом каркасе	9	I 30
	б) на асбестоцементном каркасе	10	I 36
	в) на деревянном каркасе	≥10	I 55
18	То же, со средним слоем из минераловатных плит:		
	а) на металлическом каркасе	9	I 35
	б) на асбестоцементном каркасе	10	I 45
	в) на деревянном каркасе	10	I 75
19	Перегородки пустотные с обшивкой с двух сторон листами гипсокартонными толщиной 14 мм в два слоя:		
	а) на металлическом каркасе	12	I 75
	б) на асбестоцементном каркасе	12	I 90
	в) на деревянном каркасе	13	I 99
20	Перегородки из трехслойных панелей с гипсоцементными обшивками с двух сторон толщиной 15 мм и средним слоем из минераловатных плит с поперечным расположением волокон	8	I 30
21	Перегородки из трехслойных панелей с обшивками из алюминиевых листов и средним слоем из перлитпенобетона объемной массой 150 кг/м³	7	I 15

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
22	Перегородки из трехслойных панелей с обшивками с двух сторон из цементно-стружечных плит (ЦСП), толщиной 10 мм		
	а) пустотные с каркасом из металлических или асбестоцементных профилей	≥8	I 15
	б) пустотные на деревянном каркасе	≥8	I 25
	в) с утеплителем из минераловатных плит с каркасом из металлических или асбестоцементных профилей	≥8	I 30
	г) с утеплителем из минераловатных плит на деревянном каркасе	≥8	I 30
23	Перегородки из трехслойных панелей с обшивками из стальных листов толщиной 1 мм и средним слоем из плит сотосилипора	10	I 90
24	Перегородки из гипсобетонных панелей на деревянном каркасе с затиркой стыков цементно-песчаным раствором	≥8	I 45
25	Покрытия из трехслойных панелей с обшивками из оцинкованных стальных профилированных листов толщиной 0,8-1 мм:		
	а) с утеплителем из сгораемых пенопластов	8,5	<R 15
	б) с утеплителем из трудносгораемых пенопластов	8,5	<R 15

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
26	Покрытия из двухслойных панелей с наружной обшивкой из стального профилированного листа:		
	а) с утеплителем из пенопласта марки ПСФ-ВНИИСТ и облицовкой снизу из стекловолокна, окрашенного водоэмульсионной краской ВА-27 толщиной 0,5 мм	≥8	R 60
	б) с утеплителем из пенопласта ФРП-1, наполненного стеклопором и облицовкой снизу из стеклоткани	≥13	R 45
27	Покрытия из двухслойных панелей с внутренним несущим стальным профилированным листом, с гравийной засыпкой толщиной 20 мм по гидроизоляционному ковру:		
	а) с утеплителем из сгораемых пенопластов	≥13	<R 15
	б) с утеплителем из трудносгораемых пенопластов	≥13	<R 15
28	Покрытия на основе стального профилированного листа с рулонной кровлей и гравийной засыпкой толщиной 20 мм и с теплоизоляцией:		
	а) из плитного сгораемого пенопласта	≥13	<R 15
	б) из минераловатных плит повышенной жесткости и плит из перлитопластобетона	≥13	<R 15
	в) из перлитопенобетонных и калиброванных ячеистобетонных плит	≥13	<R 15

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
29	Покрытия из каркасных плит, в том числе шпунтового типа, с обшивками из плоских и волнистых асбестоцементных листов:		
	а) с утеплителем из минераловатных плит и каркасом из асбестоцементных швеллеров или из металла	≥14	R 15
	б) с утеплителем из фенолформальдегидного пенопласта марки ФРП-1 и каркасом из древесины, асбестоцементных швеллеров или из металла	≥14	R 15
30	Покрытия из экструзионных асбестоцементных панелей толщиной 120 мм с заполнением пустот минераловатными плитами	12 18	R 15 R 30
31	Покрытия из трехслойных каркасных панелей с деревянным каркасом массивного сечения, негорюдой кровлей, с подшивкой снизу из асбестоцементоперлитовых листов и утеплителем из стекловатных или минераловатных плит	23	R 45
32	Покрытия из деревянных клееных каркасных плит пролетом до 6 м с обшивками из фанеры толщиной 12 и 8 мм, каркасом из клееной древесины и утеплителем из минераловатных плит	22	R 15
33	Покрытия из бескаркасных плит с обшивками из фанеры или древесностружечных плит с утеплителем из пенопласта	≥12	<R 15

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
34	Покрытия из плит типа АКД без утеплителя с деревянным каркасом и с нижней обшивкой из асбестоцемента	≥14	R 30
35	Покрытия и перекрытия из плит пролетом 6 м с ребрами из клееной древесины сечением 140х360 мм и настилом из досок толщиной 50 мм	11	R 45
36	Перекрытия из арболитовых панелей с подложкой из бетона в растянутой зоне при защитном слое рабочей арматуры 10 мм	18	R 60
37	Противопожарные стальные двери с заполнением полотна несгораемыми минераловатными плитами толщиной В	5	IE 60
		8	IE 78
38	Двери со стальными пустотелыми (с воздушными прослойками) полотнищами	9,5	IE 90
		-	E 30
39	Двери с деревянными полотнищами толщиной В, обшитыми по асбестоцементному картону толщиной не менее 5 мм кровельной сталью внахлестку	3	IE 60
		4	IE 78
		5	IE 90
40	Двери толщиной В с полотнищами из столлярной плиты, подвергнутой глубокой пропитке огнезащитными составами	4	IE 36
		6	IE 60
41	Заполнение проемов пустотелыми стеклянными блоками при кладке их на цементном растворе и армировании горизонтальных швов при толщине блоков В	6	E 90
		10	E 120

Продолжение табл.9.2.12			
1	2	3	4
42	Заполнение проемов одинарными стальными или железобетонными переплетами с армированным стеклом при креплении стекол стальными шпильками, клиннерами или клиновыми зажимами		E 45
43	То же, с двойными переплетами		E 72
44	Заполнение проемов одинарными стальными или железобетонными переплетами с армированным стеклом при креплении стекол стальными уголками		E 54
45	Заполнение проемов одинарными стальными или железобетонными переплетами с закаленным стеклом при креплении стекол стальными шпильками или клиннерами		E 15

9.2.7. Пределы огнестойкости воздуховодов, коллекторов и шахт для систем вентиляции, кондиционирования, воздушного отопления, дымоудаления при пожарах [9.6, 9.8]

Таблица 9.2.13

Тип конструкций	Конструкции и материалы стенок воздуховодов	Толщина, мм не менее		Предел огнестойкости воздуховодов, коллекторов и шахт, мин. для систем:	
		Стенок	Изоляции	Вентиляции кондиционирования и воздушного отопления	Дымоудаления при пожарах
1	2	3	4	5	6
1	Блоки, трубы или плиты шлакогипсовые или шлакобетонные с соединениями из негорючих материалов	30	-	REI 15	
		40	-	REI 30	REI 30
		60	-		REI 45
2	То же, бетонные или железобетонные с соединениями из негорючих материалов	30	-	REI 15	
		40	-	REI 30	REI 30
		60	-		REI 45
3	Трубы керамические канализационные диаметром 300-600 мм	28-41	-	REI 30	
4	Сплошной силикатный кирпич (внутри воздуховодов затереть цементным раствором или оштукатурить)	120	-	REI 30	REI 45

Продолжение табл.9.2.13					
1	2	3	4	5	6
5*	Листовая сталь, соединенная плотным сварным швом; без изоляции; участки воздуховодов с разъемными соединениями на приварных фланцах из стали с прокладками из негорючих материалов	1		REI 15	
6	То же, с изоляцией цементным или асбестоцементным раствором по стальной сетке	1	20	REI 15	REI 15
		1	50	REI 30	REI 30
		1	75		REI 45
7	То же, с изоляцией огнезащитным вспучивающимся покрытием ВПМ-2	1	4	REI 30	
8	То же, с изоляцией фосфатным огнезащитным составом	1	15	REI 15	REI 15
		1	15	REI 30	REI 30
		1	40	REI 45	REI 45
9*	То же, с изоляцией негорючими или трудногорючими матами или плитами из минеральной ваты с покровным слоем из стеклоткани или других материалов	1	30	REI 15	REI 15
		1	70	REI 30	REI 30
		1	100		REI 45

Продолжение табл.9.2.13					
1	2	3	4	5	6
10	То же, с изоляцией перлитовой штукатуркой, плотностью не менее 400 кг/м³	1	10	REI 15	REI 15
		1	20	REI 30	REI 30
			30	-	REI 45
11	То же, с изоляцией вермикулитовой штукатуркой, плотностью не более 400 кг/м³	1	15	REI 15	REI 15
		1	25	REI 30	REI 30
			40	-	REI 45

***)Примечание:**

1. Конструкцию “типа 5” следует применить:
- а) в производственных помещениях при отсутствии в них выделений горючей пыли;
 - б) в помещениях категорий А, Б и В на расстоянии 1 м и более от мест складирования горючих жидкостей с легковоспламеняющимися жидкостями и горючими газами.
2. В конструкции “типа 9”, при применении для систем дымоудаления, покровный слой изоляции принимать из стальных листов, вместо стеклоткани.

9.2.8. Пределы огнестойкости элементов заполнения проемов в противопожарных преградах

Огнестойкость противопожарных преград определяется огнестойкостью их элементов:

- ограждающей части;
- конструкций, обеспечивающих устойчивость преграды;
- узлов крепления между ними;
- элементов заполнения проемов в противопожарных преградах.

Важнейшим элементом заполнения проемов в противопожарных преградах являются противопожарные двери.

В справочных каталогах указываются два направления огневого воздействия на дверь, обозначаемые цифрами I и II:

I - воздействие огня со стороны, противоположной расположению петель (дверное полотно открывается из огневой камеры испытательной печи).

II - воздействие огня со стороны петель (дверное полотно открывается в огневую камеру испытательной печи).

Данные о пределах огнестойкости некоторых типов противопожарных дверей приведены в п.п.37-40, табл.9.2.12, и заполнений проемов в п.п.41-45, табл.9.2.12.

Год проведения испытания	1994
Наименование	Глухая огнезащитная дверь ДГ 21-9 УО
Техническая документация	Черт. ДГ 21-9 УО 00.0000 СБ
Разработчик (изготовитель)	ТОО МНПО “Реопласт”

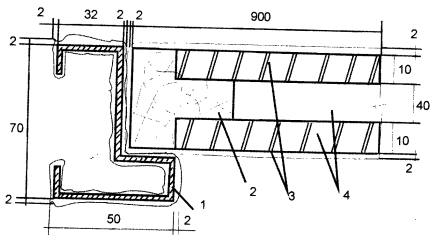


Рис.9.1.

- 1- коробка двери из стального профиля толщиной 1,2 мм;
- 2- рама полотна двери из хвойных пород древесины;
- 3- огнезащитное вспучивающееся покрытие СГК-1, ТУ 3-2355-90;
- 4- плита “Реопласт” (опытная партия).

Направление огневого воздействия	I	II
Предел огнестойкости, мин	REI 30	REI 15

Год проведения испытания	1994
Наименование	Дверь квартирная ДУ 21-9/7
Техническая документация	Альбом чертежей РМ-2394
Разработчик (изготовитель)	МНИИТЭП

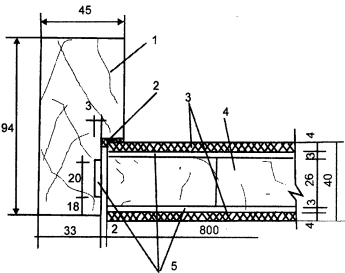


Рис.9.2.
1- коробка двери из древесины хвойных пород;
2-уплотнительная резиновая прокладка, ГОСТ 7338-77;
3- плита ДВП марки "СТ", ГОСТ 4598-86;
4- бруски из древесины хвойных пород;
5-огнезащитный вспучивающийся материал НПЦ "Унихимтек" (ОМ).

Направление огневого воздействия	I	II
Предел огнестойкости, мин	REI 30	REI 45

9.3.Данные, необходимые для расчета предела огнестойкости различных конструкций

9.3.1.Бетонные и железобетонные конструкции[9.9;9.11]

Таблица 9.3.1
Изменение температуры среды T_f ($^{\circ}\text{C}$) при проведении огневых испытаний на огнестойкость по "стандартному температурному режиму"

t , мин	0	5	10	15	20	30	40	50	60	90	120	150	180
T_f	20	576	679	738	781	841	885	915	945	1006	1049	1082	1110

Таблица 9.3.2
Изменение теплотехнических характеристик бетона и арматуры в зависимости от их температуры прогрева при пожаре

Материалы	Средняя плотность бетона ρ , кг/м ³	Значения параметров А,В,С, D для определения коэффициента теплопроводности, Вт/(м ⁰ С) и удельной теплоемкости, кДж/(кг ⁰ С)				Эксплуатационная влажность w , %	Приведенный коэффициент температуропроводности $\lambda_{ред}$, м ² /ч
		А	В	С	D		
1	2	3	4	5	6	7	8
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	1.20	-0.00035	0.71	0.00083	2.5	0.00133
Тяжелый бетон с заполнителем из карбонатных пород	2350	1.14	-0.00055	0.71	0.00083	3.0	0.00116

1	2	3	4	5	6	7	8
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	0.36	0.00012	0.83	0.00042	5.0	0.00734
Керамзитоперлитобетон	1200						
Легкий бетон с крупным и мелким заполнителем из керамзита	750	0.18	0.00008	0.92	0.00048	6.0	0.000722
Арматурная сталь		65	-0.048	0.44	0.00063	-	-

Примечания:
1) Коэффициент теплопроводности λ бетонов и арматуры определяют по формуле $\lambda(T) = A + BT$ [Вт/(м·°C)].
2) Удельную теплоемкость C бетонов и арматуры определяют по формуле $c(T) = C + DT$ [кДж/(кг·°C)].
3) Приведенный коэффициент температуропроводности бетона $a_{ред}$ определяется по формуле:

$$a_{ред} = \frac{3,6 \cdot \lambda(T = 450^{\circ}C)}{[c(T = 450^{\circ}C) + 0,05w] \rho}$$

где: $\lambda(T=450^{\circ}C)$ и $c(T=450^{\circ}C)$ - коэффициент теплопроводности и удельная теплоемкость, вычисленные при $T=450^{\circ}C$; w - эксплуатационная (массовая) влажность бетона, %.

Таблица 9.3.3
Значения коэффициентов φ_1 и φ_2 в зависимости от плотности бетона

Плотность бетона ρ , кг/м ³	500	1000	1500	2000	2350	2450
φ_1 , ч ^{1/2}	0,46	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65
φ_2	1,0	0,85	0,65	0,5	0,5	0,5

Таблица 9.3.4
Значения коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{бт}$ различных бетонов в зависимости от температуры бетона

Бетон	Средняя плотность бетона ρ	Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{бт}$ при температуре бетона, °C								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	1,0	0,85	0,95	0,85	0,70	0,55	0,35	0,20	0,05
То же, из карбонатных пород	2350	1,0	0,90	1,00	0,90	0,75	0,60	0,40	0,25	0,06
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	1,0	0,95	1,00	0,90	0,75	0,65	0,65	0,55	0,40
Керамзитоперлитобетон	1200	1,0	0,92	0,83	0,74	0,65	0,55	0,47	0,37	0,28

Таблица 9.3.5
Значение модуля упругости $B_{\text{г}}$ различных бетонов в зависимости от температуры бетона

Бетон	Коэффициент снижения модуля упругости бетона $B_{\text{гт}}$ при температуре бетона, °C								
	50	100	200	300	400	500	600	700	800
Тяжелый	1,0	0,80	0,60	0,40	0,35	0,30	0,25	0,15	0,10
Легкий	1,0	1,0	0,90	0,75	0,62	0,50	0,41	0,32	0,27

Таблица 9.3.6
Значения критической температуры нагрева при пожаре $T_{\text{кр}}$ сжатых бетонов

Бетон	Критическая температура нагрева сжатого бетона $T_{\text{кр}}$, °C
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	500
То же, с крупным заполнителем из карбонатных пород	600

Таблица 9.3.7
Значения коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{\text{гт}}$ стержневой арматуры различных классов в зависимости от температуры арматуры

Класс стержневой арматуры	Коэффициент условий работы стержневой арматуры $\gamma_{\text{гт}}$ при температуре арматуры, °C									
	≤350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-I	1,0	1,0	0,80	0,65	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05	0
A-II	1,0	1,0	0,90	0,70	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05	0

Продолжение табл. 9.3.7										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A-IIb	1,0	1,0	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
A-III	1,0	1,0	0,95	0,75	0,60	0,45	0,30	0,15	0,10	0,05
A-IIIb	1,0	1,0	0,90	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-IV	1,0	0,95	0,80	0,65	0,50	0,35	0,20	0,10	0,05	0
A-V	1,0	0,95	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
At-IV										
At-V	1,0	0,9	0,70	0,50	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
At-VI										
At-VII	1,0	0,8	0,55	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0

Таблица 9.3.8
Значения коэффициента условий работы при пожаре $\gamma_{\text{ат}}$ арматуры различных классов в зависимости от температуры арматуры

Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры $\gamma_{\text{ат}}$ при температуре арматуры, °C										
	≤150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650
B-I, Bp-I	1,0	1,0	1,0	0,95	0,85	0,65	0,50	0,30	0,15	0,05	0
B-II, Bp-II, K-7	1,0	0,95	0,85	0,75	0,65	0,53	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05
A-UI	1,0	0,95	0,90	0,85	0,75	0,70	0,60	0,45	0,30	0,20	0,05

Таблица 9.3.9

Значения модуля упругости β_t арматуры в зависимости от ее температуры нагрева

Арматура	Коэффициент снижения модуля упругости арматуры β_t при температуре арматуры, °С							
	100	200	300	400	500	600	700	800
Горячекатаная стержневая, проволочная	0,96	0,90	0,88	0,83	0,78	0,73	0,63	0,50
Термически и термомеханически упрочненная	1,0	0,96	0,92	0,85	0,71	0,40	-	-

Таблица 9.3.9.6

Значения коэффициента продольного изгиба для сжатых железобетонных элементов, подвергаемых воздействию пожара [3.10]

Вид бетона	Коэффициент продольного изгиба φ при $l_0/b(T)$									
	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	26	30
Тяжелый	1,0	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,68	0,59
Легкий	1,0	0,96	0,90	0,84	0,78	0,73	0,67	0,61	0,51	0,41

Таблица 9.3.10

Минимальные толщины сплошного бетонного сечения, необходимые для обеспечения соответствующего предела огнестойкости (по потере теплоизолирующей способности - "I") при одностороннем нагреве и свободном теплоотводе в окружающую среду с неогреваемой поверхности

Бетон	Средняя плотность бетона ρ , кг/м ³	Минимальная толщина сплошного бетонного сечения, мм, обеспечивающая по теплоизолирующей способности предел огнестойкости, мин							
		115	130	145	160	190	1120	1150	1180
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	30	50	60	70	90	105	120	130
Мелкозернистый песчаный бетон	1900								

Продолжение табл.9.3.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из карбонатных пород	2350	27	45	55	65	85	100	110	120
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	24	36	46	55	65	75	85	95
Керамзитоперлитобетон	1200								
Легкий бетон с мелким и крупным заполнителем из керамзита	750	24	35	43	50	60	65	70	75

Таблица 9.3.11

Минимальные толщины сплошного бетонного сечения, необходимые для обеспечения соответствующего предела огнестойкости (по потере теплоизолирующей способности - "I") при одностороннем нагреве и отсутствии теплоотвода с неогреваемой поверхности

Бетон	Средняя плотность бетона ρ , кг/м ³	Минимальная толщина сплошного бетонного сечения, мм, обеспечивающая по теплоизолирующей способности предел огнестойкости, мин							
		115	130	145	160	190	1120	1150	1180
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	30	50	65	80	100	120	140	155
Мелкозернистый песчаный бетон	1900								

Продолжение табл.9.3.11									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Тяжелый бетон с заполнителем из карбонатных пород	2350	30	50	65	80	100	120	135	150
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	25	40	53	65	80	95	105	115
Керамзитоперлитно бетон	1200	25	40	50	60	75	90	110	105
Легкий бетон с мелким и крупным заполнителем из керамзита	750								

9.3.2. Несущие стальные конструкции [9.10]

Таблица 9.3.12

Значения критической температуры прогрева при пожаре центрально-растянутых и изгибаемых металлических элементов в зависимости от величины коэффициента условий работы при пожаре γ_{mT}

Температура $T_m, ^\circ\text{C}$	γ_{mT}	Температура $T_m, ^\circ\text{C}$	γ_{mT}
20	1,00	400	0,70
100	0,99	450	0,65
150	0,93	500	0,58
200	0,85	550	0,45
250	0,81	600	0,34
300	0,77	650	0,22
350	0,74	700	0,11

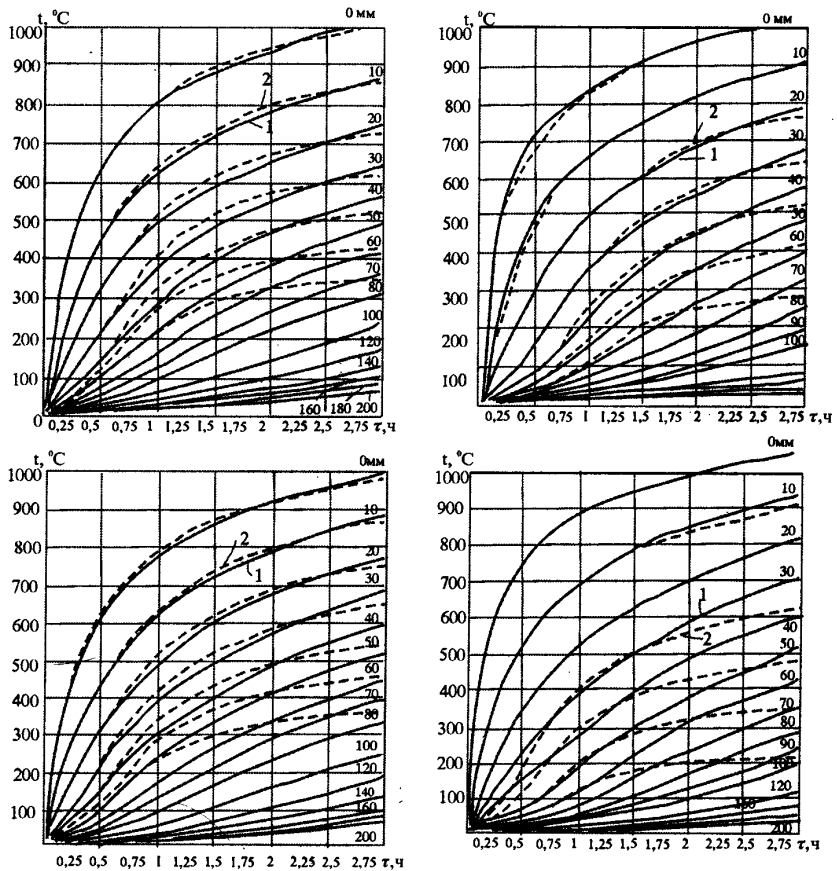


Рис.9.3.1. Изменение температуры $T, ^\circ\text{C}$ в различных сечениях бетонных плит в зависимости от времени $\tau, \text{ч}$ воздействия стандартного температурного режима

А - плиты из тяжелого бетона с крупным заполнителем из силикатных пород;
 Б - плиты из тяжелого бетона с крупным заполнителем из карбонатных пород;
 В - плиты из легкого бетона с крупным заполнителем из керамзита ($\rho=1600 \text{ кг/м}^3$);
 Г - плиты из легкого бетона с мелким и крупным заполнителем из керамзита ($\rho=750 \text{ кг/м}^3$);

1-плиты, толщиной 200 мм; 2- плиты, толщиной 60 мм.

Таблица 9.3.13

Формулы для определения приведенной толщины металла для различных видов сечений стальных конструкций

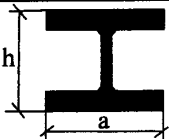
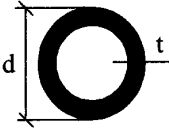
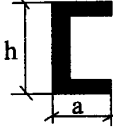
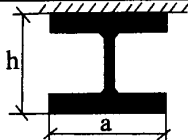
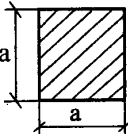
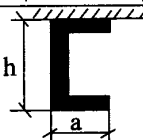
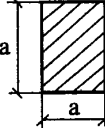
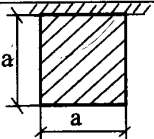
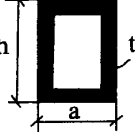
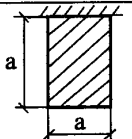
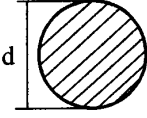
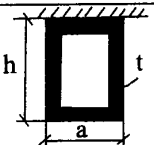
Вид сечения	Формула для определения приведенной толщины металла, δ_{red} мм	Вид сечения	Формула для определения приведенной толщины металла, δ_{red} мм
	A/U		$\frac{t(2d - t)}{4d}$
	A/U		$A/(U-a)$
	$0,25a$		$A/(U-a)$
	$0,5ah/(a+h)$		$0,33a$
	$t(a+h-2t)/(a+h)$		$ah/(a+2h)$
	$0,25d$		$2t(a+h-2t)/(a+2)$

Таблица 9.3.14

Теплотехнические характеристики материалов

№ пп	Наименование материала	Плотность ρ кг/м ³	Коэффициент теплопроводности λ_T Вт/м ⁰ С	Удельная теплоемкость C_T КДж/кг ⁰ С	Степень черноты
1	Гипсобетонные плиты	1300	$0,4+8 \cdot 10^{-5}$ Т	$0,94+6 \cdot 10^{-4}$ Т	0,9
2	Гипсокартонные листы	900	$0,23+3,5 \cdot 10^{-4}$ Т	$1,0+6 \cdot 10^{-4}$ Т	0,9
3	Асбестоцементные листы	1800	$0,31+8 \cdot 10^{-5}$ Т	$0,84+6,3 \cdot 10^{-4}$ Т	0,96
4	Минераловатные плиты	120	$0,5+5,8 \cdot 10^{-4}$ Т	$0,75+6,3 \cdot 10^{-4}$ Т	0,96
5	Листы из алюминиевого сплава	2700	-	$0,9+3,5 \cdot 10^{-3}$ Т	0,28
6	Сталь углеродистая обыкновенного качества	7800	$48 \cdot 3,65 \cdot 10^{-2}$ Т	$0,44+4,8 \cdot 10^{-4}$ Т	0,74
7	Цементно-песчаная штукатурка	1930	$0,62 \cdot 3,3 \cdot 10^{-4}$ Т	$0,77+6,3 \cdot 10^{-4}$ Т	0,867
8	Кирпич глиняный обыкновенный	1580	$0,34+1,7 \cdot 10^{-4}$ Т	$0,71+4,2 \cdot 10^{-4}$ Т	0,94
9	Покрытие по стали фосфатное огнезащитное	200	$0,026+1,6 \cdot 10^{-4}$ Т	$1,25+6,3 \cdot 10^{-4}$ Т	0,92

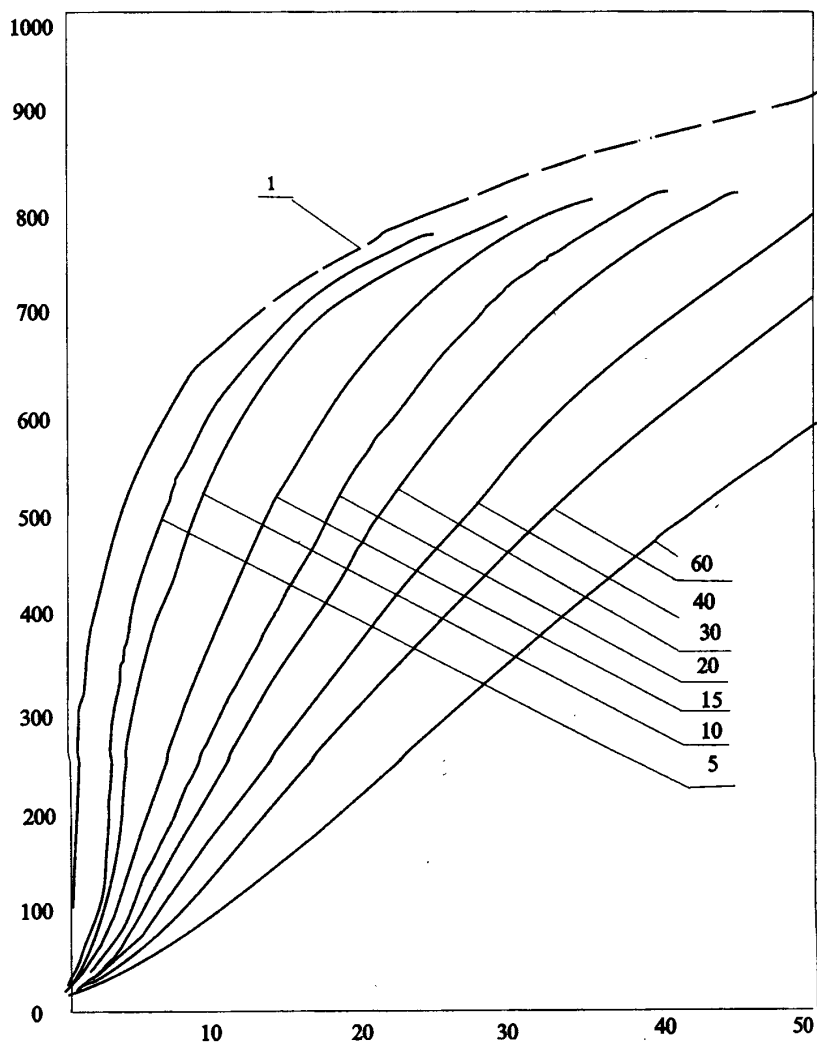


Рис.9.3.2.Изменение температуры нагрева T_m элементов стальных конструкций в зависимости от приведенной толщины металла $\delta_{red}=5,10,15,20,30,40,60$ мм и времени t воздействия “стандартного” пожара (кривая 1)

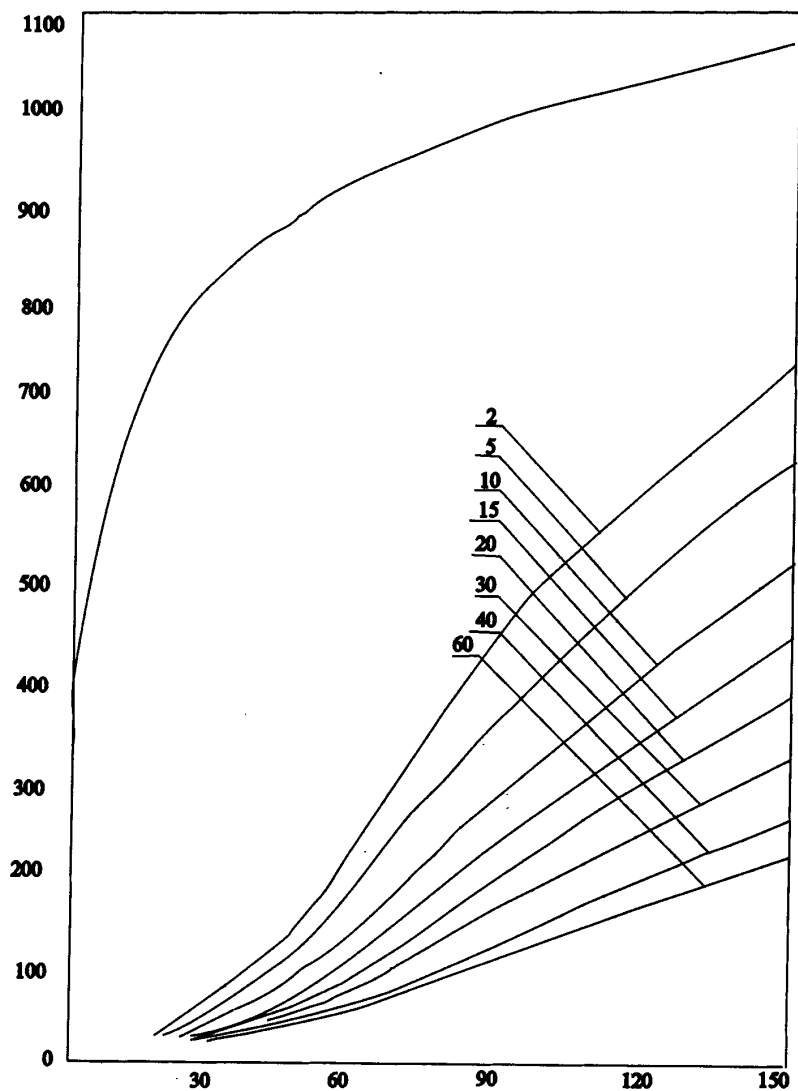


Рис.9.3.3. Температура T_m стальной пластины с облицовкой из красного кирпича, толщиной 65 мм, в зависимости от приведенной толщины металла $\delta_{red}=5,10,15,20,30,40,60$ мм и времени τ воздействия “стандартного” пожара

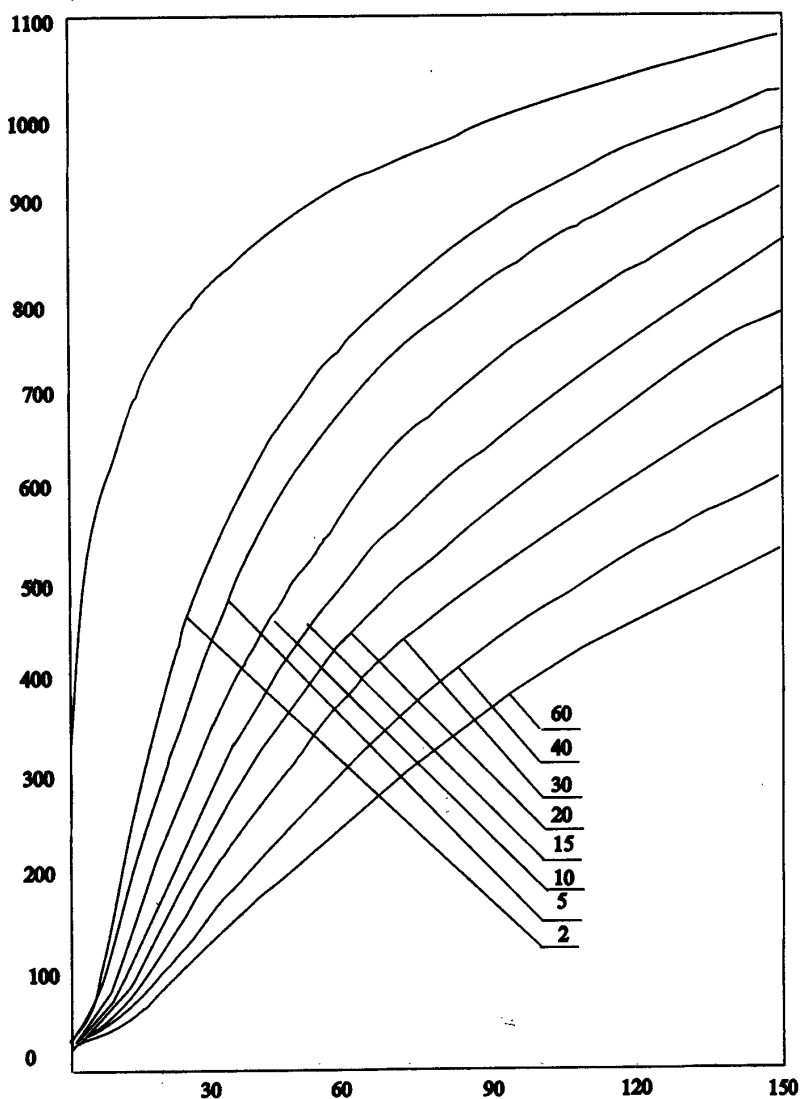


Рис.9.3.4. Температура T_m стальной пластины с облицовкой из цементно-песчаной штукатурки толщиной 20 мм, в зависимости от приведенной толщины металла $\delta_{red} = 5, 10, 15, 20, 30, 40, 60$ мм и времени τ воздействия “стандартного” пожара

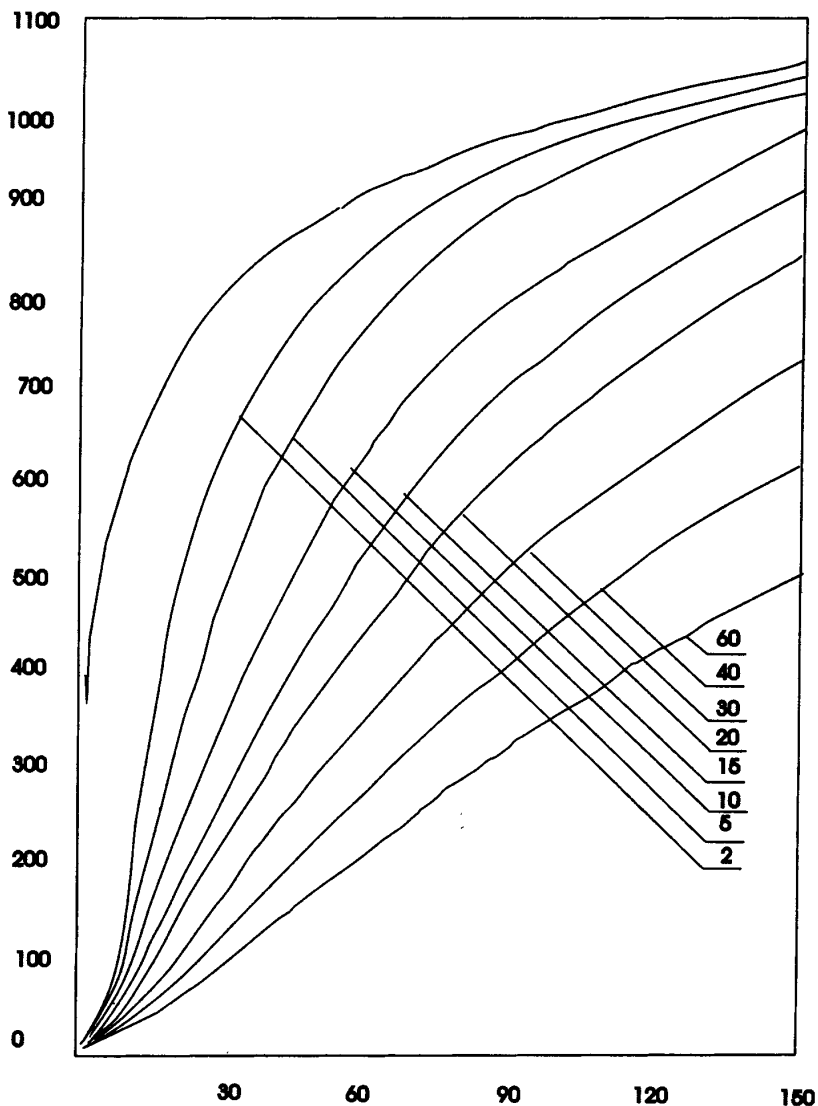


Рис.9.3.5. Температура T_m стальной пластины с облицовкой из сухой гипсовой штукатурки толщиной 16 мм, в зависимости от приведенной толщины металла $\delta_{red}=5,10,15,20,30,40,60$ мм и времени τ воздействия “стандартного” пожара

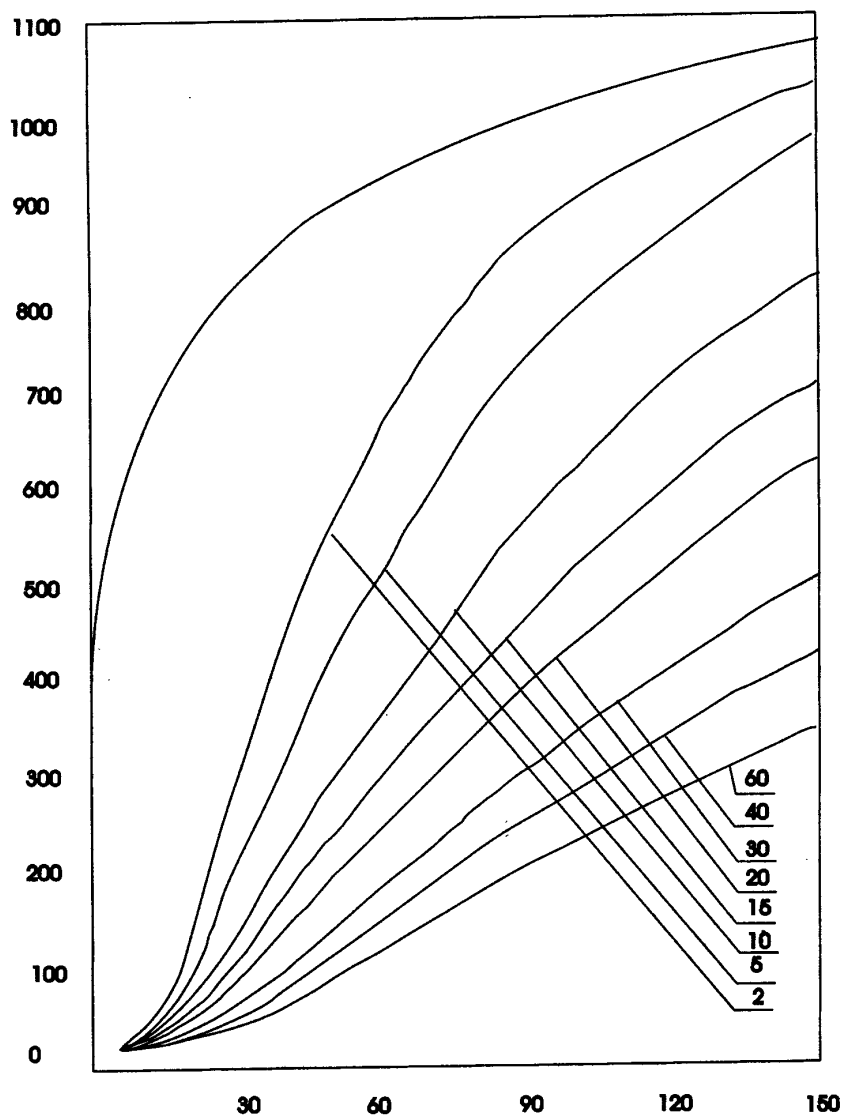


Рис.9.3.6. Температура T_m стальной пластины с облицовкой из сухой гипсовой штукатурки толщиной 32 мм, в зависимости от приведенной толщины металла $\delta_{red}=5,10,15,20,30,40,60$ мм и времени τ воздействия “стандартного” пожара

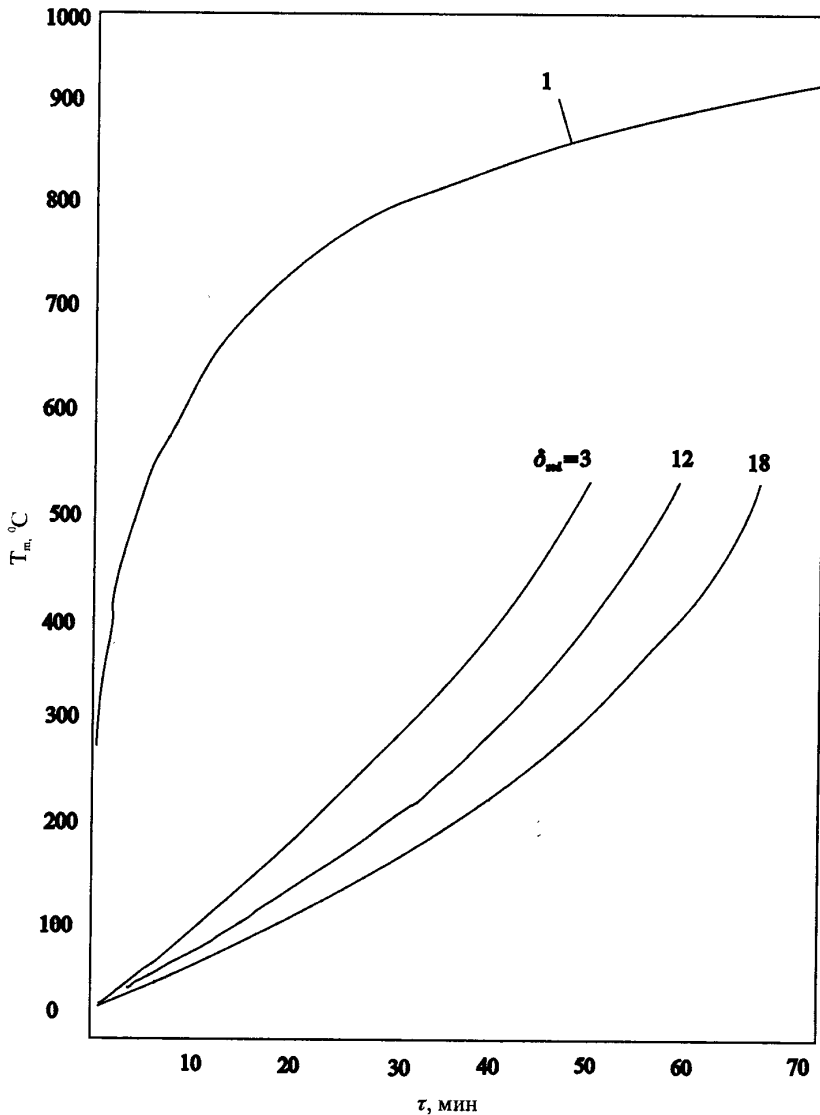


Рис.9.3.7. Температура T_m стальной пластины с огнезащитной вспучивающимся покрытием ВПМ-2, в зависимости от приведенной толщины металла $\delta_{red}=5, 10, 15, 20, 30, 40, 60$ мм и времени τ воздействия “стандартного” пожара

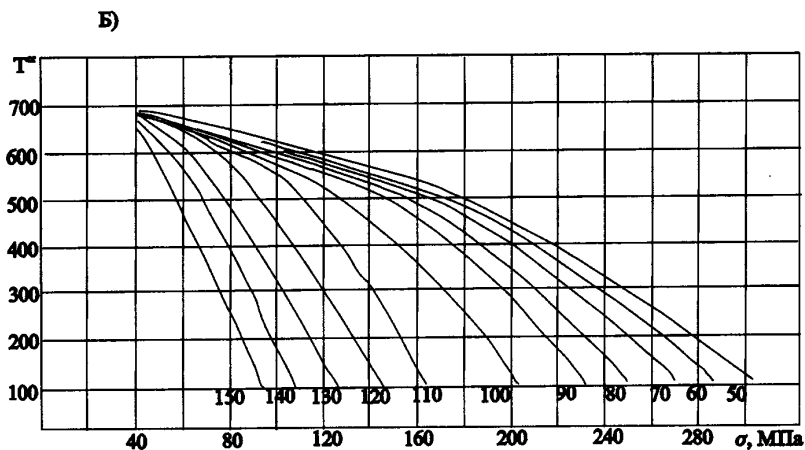
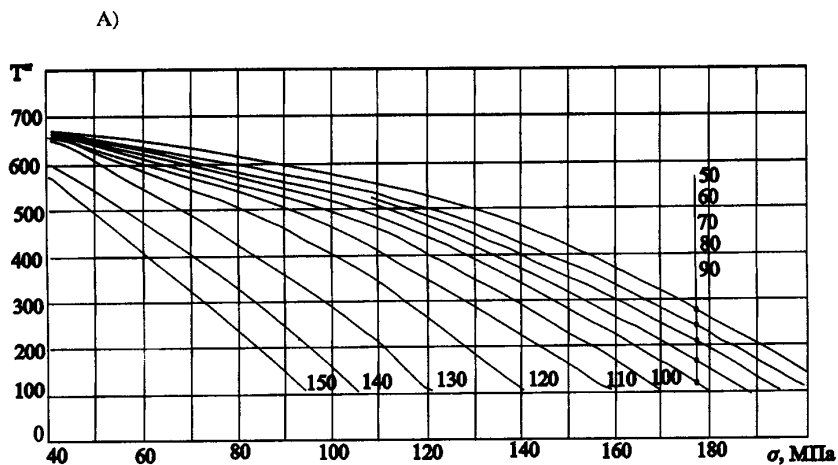


Рис.9.3.8. Зависимость критической температуры $T_{кр}$ центрально-сжатых стержней от величины напряжения. Цифры у кривых соответствуют гибкости стержня λ :

А) для стали с $R_{yn}=230$ МПа

Б) для стали с $R_{yn}=330$ МПа

9.3.3. Несущие деревянные конструкции [9.10]

Таблица 9.3.15

Расчетные сопротивления древесины при оценках огнестойкости деревянных конструкций в зависимости от сорта древесины и вида напряженного состояния

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления для сортов древесины, МПа (кг/см ²)		
		1	2	3
Изгиб	R_{lm}	29(290)	26(260)	18(180)
Сжатие и смятие вдоль волокон	R_{lc}	26(260)	23(230)	16(160)
Растяжение вдоль волокон	R_{lt}	20(200)	15(150)	-
Растяжение поперек волокон	R_{ltl}	1,1(11)	1,1(11)	-
Скалывание вдоль волокон цельной древесины	R_{lqs}	3,7(37)	3,2(32)	2,9(29)
Скалывание вдоль волокон клееной древесины	R_{lq}	1,3(13)	1,2(12)	1,1(11)

Таблица 9.3.16

Скорость обугливания древесины (ель, сосна) при влажности более 9% при воздействии "стандартного" пожара

Наименьшая сторона сечения элемента, мм	Скорость обугливания древесины, V мм/мин	
	клееной	цельной
≥120	0,6	0,8
<120	0,7	1,0

Таблица 9.3.17

Время от начала теплового воздействия до воспламенения древесины t_f в зависимости от способа огнезащиты

Способ огнезащиты	Время до воспламенения древесины t_f , мин
Без огнезащиты и при пропитке антипиренами	4
Штукатурка гипсовая, $\delta=10-12$ мм	30
Штукатурка цементная по металлической сетке, $\delta=10-15$ мм	30
Полужесткая минераловатная плита, $\delta=70$ мм	35
Асбестоцементноперлитовый плоский лист, $\delta=10-12$ мм	20
Асбестоцементный пресованный плоский лист, $\delta=10-12$ мм	15
Вспучивающиеся покрытия:	
а) ВПД (4 слоя)	8
б) ОФП-9 (2 слоя)	8

9.3.4. Слоистые ограждающие конструкции

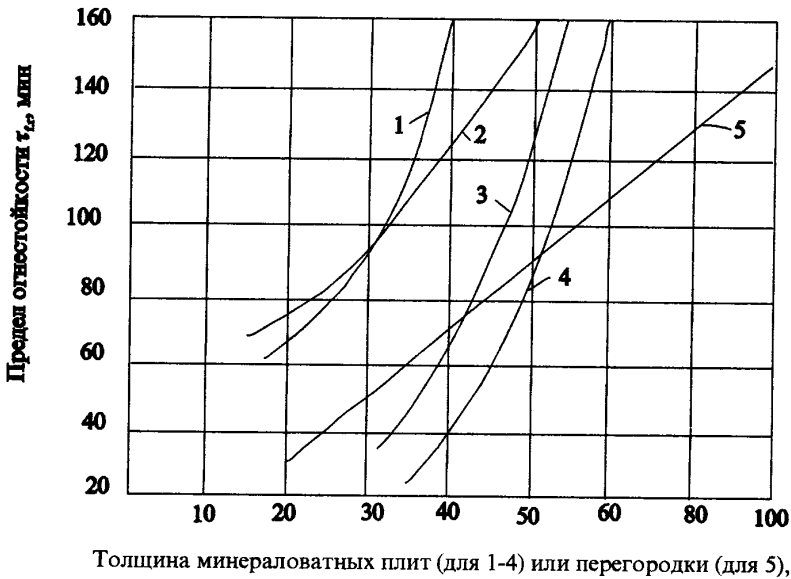


Рис.9.4. Пределы огнестойкости некоторых слоистых ограждающих конструкций по признаку "Г" - потере теплоизолирующей способности

1-перегородки с утеплителем из минераловатных плит при обшивке из асбестоцементного листа толщиной 10 мм;

2-то же при обшивке из сухой гипсовой штукатурки толщиной 14 мм;

3-то же при обшивке из асбестоцементного листа толщиной 10 мм со стороны нагрева и стального или алюминиевого листа толщиной 1 мм с необогреваемой стороны;

4-то же при обшивке из стальных листов толщиной 1 мм;

5-перегородки из гипсобетона.

9.4. Данные необходимые для расчета огнестойкости конструкций, с учетом режима реального пожара [9.11]

9.4.1. Данные для расчета режима реального пожара в помещении

Таблица 9.4.1
Значения теплоты сгорания Н различных материалов [9.14]

№ пп	Материал	Теплота сгорания Н МДж/кг
1	2	3
1	Древесина (бруски, мебель)	13,8
2	Волокно штапельное	13,8
3	Каучуки: Натуральный Синтетический СКИ-3	44,73 45,25 45,15
4	Кинопленка целлулоидная	15,1
5	Книги на деревянных стеллажах	13,4
6	Резинотехнические изделия	33,4
7	Стекло органическое	27,7
8	Полистирол	39,0
9	Текстолит	30,3
10	Пенополиуретан	24,3
11	Ацетон	30,9
12	Бензин	43,6
13	Диэтиловый спирт	36,9
14	Керосин	43,2

Продолжение табл.9.4.1		
1	2	3
15	Мазут	40,0
16	Этиловый спирт	31,1
17	Уайт-спирит	43,9
18	Капролактам	29,8
19	Дерматин	21,5
20	Винипласт	18,1
21	Ледерин	17,7
22	Рубероид	29,5
23	Бутумная мастика	37,5

Таблица 9.4.2

Значения коэффициентов a_{mi} для отдельных видов сгораемых веществ и материалов, необходимых для определения расчетной пожарной нагрузки зданий, сооружений или их частей

Характеристики веществ и материалов	Значение коэффициента a_{mi}
1	2
А. Твердые вещества и материалы	
1 Пенопласты сгораемые, за исключением пенополивинилхлорида. Например, пенополистирол, пенополиуретан	1,5
2. Материалы толщиной до 1 см, уложенные с воздушными прослойками, равными приблизительно толщине материала. Например, сгораемые пыли (угольная и т.п.), сено, солома, древесная шерсть, древесная стружка, бумажные и текстильные отходы, отходы и отрезки пластмасс, линолеума; пенополивинилхлорид	1,3

Продолжение табл.9.4.2	
1	2
3. Материалы толщиной 1—2,5 см, уложенные с большими воздушными прослойками. Например, девянные доски, деревянные рейки и плиты, древесностружечные плиты, промышленные товары широкого потребления текстиль, обувь, галантерея, игрушки, уложенные на полках или стеллажах)	1,1
4. Материалы толщиной до 1 см, плотно уложенные или спрессованные. Например, спрессованное сено, солома, текстильные волокна (кроме шерсти), макулатура	1,1
5. Материалы с удельной теплотой сгорания 25 МДж·кг ⁻¹ и более, толщиной до 1 см, хранимые в рулонах, кипах и т. д. Например, плиты, фольга, полосы резины или пластмасс (кроме твердого поливинилхлорида и тефлона)	1,1
6. Материалы, которые при температуре до 200°С размягчаются или текут. Например, сало, вазелин, асфальт	1,1
7. Мебель деревянная (включая обивку), пиломатериалы толщиной 2,5—4 см, уложенные с воздушными прослойками	1,0
8. Материалы толщиной более 4 см, уложенные с воздушными прослойками. Например, деревянные балки, брусья и другие деревянные элементы	0,9
9. Материалы толщиной до 1 см, удельной теплотой сгорания до 25 МДж·кг ⁻¹ , хранимые в рулонах, кипах и т. д. толщиной до 40 см. Например, кожа, меха, войлок, текстиль (метраж), спрессованная шерсть (сырье), бумага в рулонах диаметром до 40 см	0,9

Продолжение табл.9.4.2	
1	2
10. Свободно размещенные (складированные) сыпучие, <i>хорошо</i> слеживающиеся продовольственные товары. Например, зерно, семена, мука, сахар	0,9
11. Торф (сухой), древесный уголь	0,9
12. Товары широкого потребления (текстиль, обувь, галантерея, игрушки, изделия из твердого поливинилхлорида), уложенные и хранимые в прочных, плотных комплексах, например, на поддонах, в контейнерах и т. п.	0,7
13. Книги, журналы, архивная документация и т. п.	0,7
14. Материалы, уложенные плотно в рулонах, кипах, стопах, штабелях, при толщине или диаметре более 40 см. Например, бумага, деревянные доски	0,6
15. Бурый и каменный уголь, кокс	0,5
Б. Жидкости и газы	
16. Горючие сжиженные газы. Например, пропан, бутан. Другие горючие газы. Например, светильный газ, водород, ацетилен	1,5
17. Жидкости с температурой вспышки паров до 100°C, нагреваемые в процессе обращения в производствах до температуры кипения	1,5
18. Жидкости с температурой вспышки паров до 21°C, нагреваемые в процессах обращения в производствах до температуры вспышки паров или выше, но ниже температуры кипения	1,2
19. Жидкости с температурой вспышки паров от 21 до 100°C, нагреваемые в процессе обращения в производствах до температуры вспышки паров или выше, но ниже температуры кипения	1,2

Продолжение табл.9.4.2	
1	2
20. Жидкости с температурой вспышки паров от 21 до 55°C, нагреваемые в процессе обращения в производствах до температуры ниже температуры вспышки паров	1,1
21. Жидкости с температурой вспышки паров выше 55°C, нагреваемые в процессе обращения в производствах до температуры ниже температуры вспышки паров	0,9
22. Жидкости с температурой вспышки паров выше 100°C, нагреваемые в процессе обращения до температуры на 50°C ниже температуры вспышки паров	0,8
23. Жидкости с температурой вспышки паров выше 100°C, не нагреваемые в процессе обращения в производствах до температуры на 50°C ниже температуры вспышки паров	0,7

Примечания:

Указанные величины коэффициента $a_{\text{м}}$ допускается уменьшать:

1) на 50%, если твердые вещества или материалы в процессе обращения в производствах размещены в закрытых объемах (камерах, силосах или таре) из негорючих материалов, не разрушающихся при воздействии на них температур до 500°C;

2) на 50%, если твердые вещества или материалы хранятся при температуре минус 20°C и ниже;

3) на 75%, если твердые вещества или материалы в процессе обращения в производствах размещены в закрытых объемах, указанных в п. 1), и постоянно находятся в атмосфере инертных газов;

4) на 25%, если горючие жидкости в процессе обращения в производствах размещены в закрытых объемах, указанных в п. 1);

5) на 50%, если горючие жидкости в процессе обращения в производствах размещены в закрытых объемах, указанных в п. 1), и постоянно находятся в атмосфере инертных газов;

6) на 75%, если горючие жидкости в процессе обращения в производствах размещены в закрытых объемах, указанных в п. 1), при условии, что эти объемы оборудованы системами автоматического или дистанционного управления процессами опорожнения, размещенного вне данной площади помещения, обеспечивающими опорожнение объемов в течение не более 15 мин.

Таблица 9.4.3

Величина коэффициента k для $S \leq 500 \text{ м}^2$, необходимые для определения расчетной пожарной нагрузки зданий, сооружений или их частей [9.15]

Коэффициент n	Площадь помещений $S, \text{м}^2$					
	20	30	50	100	250	500
0,005	0,009	0,011	0,011	0,015	0,016	0,020
0,010	0,018	0,020	0,024	0,027	0,033	0,038
0,015	0,027	0,031	0,035	0,040	0,049	0,055
0,020	0,036	0,040	0,044	0,051	0,062	0,071
0,025	0,044	0,049	0,055	0,062	0,076	0,085
0,030	0,051	0,056	0,064	0,073	0,089	0,098
0,040	0,065	0,073	0,080	0,093	0,113	0,125
0,050	0,080	0,087	0,096	0,113	0,133	0,147
0,060	0,093	0,102	0,113	0,129	0,153	0,165
0,070	0,105	0,115	0,127	0,145	0,167	0,182
0,080	0,118	0,127	0,140	0,158	0,180	0,193
0,090	0,129	0,140	0,153	0,171	0,191	0,204
0,100	0,140	0,151	0,164	0,180	0,200	0,211
0,120	0,158	0,169	0,182	0,197	0,215	0,224
0,140	0,175	0,184	0,195	0,209	0,225	0,236
0,160	0,185	0,195	0,205	0,218	0,235	0,245
0,180	0,196	0,205	0,215	0,227	0,245	0,255
0,200	0,205	0,213	0,222	0,235	0,253	0,264
0,250	0,222	0,229	0,240	0,253	0,267	0,273
0,300	0,235	0,244	0,253	0,265	0,273	0,273
0,350	0,247	0,255	0,264	0,273	0,273	0,273

Таблица 9.4.4

Величина коэффициента k для $S > 500 \text{ м}^2$, необходимые для определения расчетной пожарной нагрузки зданий, сооружений или их частей [9.15]

Коэффициент п	Площадь помещения S, м ²							
	750		1000		2000		4000 и более	
	Высота помещений h, м							
	3,60	10,80 и более	3,60	10,80 и более	3,60	10,80 и более	3,60	10,80 и более
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,005	0,018	0,024	0,020	0,024	0,020	0,027	0,022	0,031
0,010	0,036	0,044	0,038	0,045	0,040	0,051	0,042	0,056
0,015	0,053	0,062	0,055	0,065	0,056	0,073	0,058	0,080
0,020	0,067	0,080	0,069	0,084	0,073	0,093	0,076	0,102
0,025	0,082	0,095	0,084	0,100	0,087	0,113	0,091	0,122
0,030	0,095	0,111	0,098	0,116	0,102	0,129	0,105	0,140
0,040	0,120	0,138	0,124	0,145	0,129	0,158	0,133	0,169
0,050	0,142	0,162	0,145	0,167	0,153	0,180	0,156	0,189
0,060	0,162	0,180	0,164	0,185	0,169	0,196	0,175	0,205
0,070	0,176	0,193	0,178	0,198	0,184	0,209	0,187	0,216
0,080	0,187	0,204	0,191	0,209	0,196	0,218	0,200	0,227
0,090	0,198	0,213	0,202	0,218	0,205	0,227	0,209	0,235
0,100	0,207	0,22	0,209	0,225	0,215	0,235	0,216	0,244
0,120	0,220	0,235	0,224	0,240	0,227	0,249	0,231	0,256
0,140	0,233	0,247	0,235	0,251	0,238	0,262	0,242	0,267
0,160	0,242	0,256	0,245	0,262	0,249	0,269	0,253	0,273
0,180	0,251	0,265	0,253	0,269	0,258	0,273	0,262	0,273

Продолжение табл. 9.4.4.								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,200	0,258	0,271	0,262	0,273	0,265	0,273	0,273	0,273
0,250	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273
0,300	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273
0,350	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273	0,273

Таблица 9.4.5

Величина коэффициента n , используемая в качестве вспомогательного параметра при определении расчетной пожарной нагрузки зданий, сооружений или их частей

Отношение S_0/S	Отношение высоты проема h_0 к высоте помещения h_s									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0.01	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.008	0.009	0.009	0.010
0.02	0.006	0.009	0.011	0.013	0.014	0.015	0.017	0.018	0.019	0.020
0.03	0.009	0.013	0.016	0.019	0.021	0.023	0.025	0.027	0.028	0.030
0.04	0.013	0.018	0.022	0.025	0.028	0.031	0.033	0.036	0.038	0.0440
0.05	0.016	0.022	0.027	0.032	0.035	0.039	0.042	0.045	0.047	0.050
0.06	0.019	0.027	0.033	0.038	0.042	0.046	0.050	0.054	0.057	0.060
0.08	0.025	0.036	0.044	0.051	0.057	0.062	0.067	0.072	0.076	0.080
0.10	0.032	0.045	0.055	0.063	0.071	0.077	0.084	0.089	0.095	0.100
0.12	0.038	0.054	0.066	0.076	0.085	0.093	0.100	0.107	0.114	0.120
0.14	0.044	0.063	0.077	0.089	0.099	0.108	0.117	0.125	0.133	0.140
0.16	0.051	0.072	0.088	0.101	0.113	0.124	0.134	0.143	0.152	0.160
0.18	0.057	0.080	0.099	0.114	0.127	0.139	0.151	0.161	0.171	0.180

Продолжение табл.9.4.5										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,20	0,063	0,089	0,110	0,126	0,141	0,155	0,167	0,179	0,190	0,200
0,25	0,079	0,112	0,137	0,158	0,177	0,194	0,209	0,224	0,237	0,250
0,30	0,095	0,134	0,164	0,190	0,212	0,232	0,251	0,268	0,285	0,300
0,35	0,111	0,157	0,192	0,221	0,247	0,271	0,293	0,313	0,332	0,350
0,40	0,126	0,179	0,219	0,253	0,283	0,310	0,335	0,358	0,379	0,400
0,45	0,142	0,201	0,246	0,285	0,318	0,349	0,376	0,402	0,427	0,450
0,50	0,158	0,224	0,274	0,316	0,354	0,387	0,418	0,447	0,474	0,500
0,60	0,190	0,268	0,329	0,379	0,424	0,465	0,502	0,537	0,569	0,600
0,70	0,221	0,313	0,383	0,443	0,495	0,592	0,586	0,626	0,664	0,700
0,80	0,253	0,358	0,438	0,506	0,566	0,620	0,669	0,716	0,759	0,800
0,90	0,285	0,402	0,493	0,569	0,636	0,697	0,753	0,805	0,854	0,900
1,00	0,316	0,447	0,548	0,632	0,707	0,775	0,837	0,894	0,949	1,000

Таблица 9.4.6

Значение средней пожарной нагрузки в различных помещениях производственных зданий и сооружений [9.11]

Средняя пожарная нагрузка, МДж/м ²	Назначение помещения
1	2
8372	Склад угля
5023-4186	Помещения для производства лаков и красок
3349	Производство синтетических смол, пропитка дерева
2512	Производство вспененных синтетических материалов, чулочное

Продолжение табл.9.4.6	
1	2
2093	Промежуточный склад для отгрузки воска
1674	Производство паркета, воска для натирки полов, толя, му-комольное (без склада), кормов Упаковка и отправка печатной продукции. Смешивание лаков и красок. Холодильные камеры
1256	Производство клеев, мастик, шпаклевок, замазок, свечей, изделий из воска, штор, защитных экранов, деревянных бочек, ящиков, макаронных изделий, пищевых масел, жиров. Ванны маслозавода. Переpletная мастерская» Помещение сушки овощей. Цех горячей вулканизации. Промежуточный склад для отгрузки лакокрасочных изделий и мастик, макаронных изделий.
837	Производство бытовых холодильников, плиток из синтетических смол изделий из синтетических материалов автомобильной отделки (сиденья, обивка), авторезины, клепки, щеток, картонных ящиков, целлулоида, фанеры, обуви, полиграфических красок, деревянных оконных рам, лыж, искусственной кожи, дегтя, белья, сливочного масла, какао. Кораблестроительная верфь. Картонажная фабрика. Плотницкая мастерская, столярная мастерская. Стекольный завод. Сушильная печь для черепицы. Холодильник для ацетилена в бутылках. Обработка древесины, древесных плит, синтетических материалов, бумаг и, бытовых материалов. Распиловка лесоматериалов. Резьба по дереву. Сушка древесины. Аппретирование бумаги. Сварка синтетических материалов. Промежуточный склад для отгрузки продовольственных продуктов пищевых масел и жиров, аккумуляторов, изделия из стекла, изделий из синтетических материалов, картонных изделий, текстильных изделий, мебели, обуви Помещения для упаковки конфет, текстильных изделий, горючих материалов, пищевых продуктов.

Продолжение табл.9.4.6

1	2
418	Производство оружия, брезента, электрических обмоток, кабеля, каучука, канатов, электроаппаратуры, трансформаторов, обмотки трансформаторов, люминесцентных ламп, электромоторов, сухих батарей, нетканых материалов, кожаных изделий, коженное, тележное, деревянных дверей, фанеры, картонное, ткацкое, бочарное, бытовых приборов, машин, аппаратов, весов, обувное, предметов ухода за обувью, шляп, резиновых изделий, сукна, прядильное, швейное, ниток, искусственного волокна, часов (сборка), матрацев, деревянной и металлической мебели, стиральных порошков, покрытий для полов, обоев, зонтов, вязанных изделий тканей из натурального шелка, джутовых тканей, вышивальное, чулочно-вязальное, перевязочных материалов, постельных принадлежностей, косметических изделий, игрушек, плетенных изделий из тростника, плетеных изделий, мешков, искусственных цветов, спичек, этикеток, ярлыков, табачное, пищевых продуктов, крепких спиртных напитков и ликера, конфет, экстракта, кофе, вафель. Бисквитная фабрика. Мебельная фабрика (без склада готовой продукции), котельная. Предприятия электропромышленности. Химическая промышленность. Типография. Лесопильный завод (без склада). Красильный цех. Химическая лаборатория. Фотолаборатория. Фотоателье. Зубоврачебная лаборатория. Стенд для испытания изделий текстильной промышленности. Модельная мастерская (столярная). Машинный зал, столярная мастерская. Окраска мебели и др. Шторная мастерская. Сварочный цех. Окраска ковровых изделий. Окраска стекла. Окраска металла и дерева (пистолетом). Токарные работы по дереву. Заколочное отделение. Резка искусственной кожи. Упаковка шоколада, медикаментов, негорючих материалов и изделий.

Продолжение табл.9.4.6	
1	2
167	Производство автомобильных кузовов, самолетов, мотоциклов, металлургическое, гальванопластическое, шарикоподшипников, изделий из листового железа, вагонов, оборудования для телефонных станций, сантехнического оборудования, химических удобрений, оптических приборов, изделий точной механики, металлоизделий, инструмента, изделий из стекла, керамическое, офортов (на стекле), кухонных плиток, фарфора, гончарное и керамическое, художественных изделий из керамики, ювелирное, игрушек (несгораемых), медикаментов, столовых приборов, мыла, хлебопекарное (печи), хрустящего картофеля, сыроваренное, сгущенного молока, порошкового молока, сидра (включая склад тары). Сборочный цех авиационного завода. Механический цех. Слесарная мастерская. Токарная мастерская. Винокурный завод (горючие материалы). Молочный завод. Стенд для испытания электроаппаратуры. Ювелирная мастерская. Закусочная (жаренные изделия. Лаборатории: бактериологическая, металлургическая, рентгеновская, физическая, электрическая. Шпатлевка металла. Металлообработка, шлифовка дерева. Прессование черепицы. Лакировка мебели. Обработка искусственного шелка. Аррретирование тканей. Обработка металла фрезерованием алюминия, стекла. Окраска автомобилей, машин и пр. Отправка жестяных изделий.
84	Производство кислот, листового железа, алюминия, цемента и изделий из него, чугуна, кузнечное, станкостроительное, глины, черепичной глины» древесных плит, волоочильное, стекольное, жестяное, несгораемых шкафов, металлических ящиков, ламп, никелирования, часовое (заготовки) зеркал, искусственных драгоценных камней, пищевого льда, уксуса, специй, безалкогольных напитков. Стенд для испытания машин. Телефонная станция. Лакировочное оборудование. Бытовые помещения, Лощение бумаги. Пивоваренный завод. Винокурный завод. Винные погреба. Шлифовка металла. Сварка металла. Обработка камня.

Таблица 9.4.7

Значения средней пожарной нагрузки в различных помещениях складских зданий [9.11]

Средняя пожарная нагрузка, МДж/м ²	Материал, который хранится на складе
1	2
28465	Каучук сырой
25116	Мешки из синтетических материалов
18837	Масла смазочные. Жир пищевой. Масло пищевое и техническое в бочках
13814	Мука, зерно в насыпанном состоянии. Мешки бумажные
9419	Уголь. Бумага в рулонах (укладка по горизонтали). Продукция печатная в поддонах. Молоко- порошок. Мука в мешках. Сахар.
5442	Газ сжиженный в бутылках. Материалы синтетические (сырье). Смола синтетическая в бочках. Балки и элементы перекрытий, деревянные. Элементы покрытия для полов из органических материалов» Двери из синтетического материала. Плиты древесные. Лесоматериал неошкуренный, Фанера. Картон листовой в штабелях. Изделия резиновые. Воск для натирки полов. Зерновые в мешках. Патока в бочках. Масло сливочное
2930	Смола синтетическая в плитках. Растворители. Лаки очищенные. Лаки (сырье). Гудрон. Асфальт в бочках. Картон гидронированный (толь). Резина пористая в блоках. Краска полиграфическая в бочках. Целлулоид. Воск. Изделия из воска. Клеи. Материалы для чистки обуви. Предметы ухода за обувью. Отходы текстильной промышленности (тряпки, лоскуты и пр.) Дрова. Фанера. Стружка деревянная. Отходы древесные. Книги. Макулатура бумажная в тюках. Корма и фураж. Продукты пищевые. Кофе сырой (необжаренный). Шоколад. Сыр. Изделия табачные

Продолжение табл.9.4.7	
1	2
1465	Аккумуляторы. Банки аккумуляторные из синтетического материалы. Материалы синтетические вспененные. Изделия из синтетического материалы. Бочки из синтетического материала пустые. Нитроцеллюлоза влажная в бочках. Краска полиграфическая в бидонах. Лаки в бидонах мастики и замазки. Вещества химические (смеси). Резина автомобильная. Резина пористая в рулонах. Поролон в рулонах. Бутылки и баллоны стеклянные материалы строительные. Двери деревянные Изделия деревянные «Мебель различная Бочки деревянные пустые. Поддоны деревянные Формы для производства обуви Игрушки. Картон гофрированный Оборудование и принадлежности конторские. Продукция печатная на стеллажах. Материал упаковочный. Изделия писчебумажные Изделия из бумаги. Документация (архивная) Пробка. Пробковые изделия. Пенька. Джут. Волокно растительное, волокно кокосовое. Хлопок в тюках. Лен. Нить текстильная. Изделия текстильные (тканые). Ткань. Полотно льняное и отходы текстильные. Тряпье, лоскуты, материалы перевязочные. Изделия веревочные, шпагат упаковочный. Вата. Солома. Сено в связках. Изделия меховые и одежда меховая. Изделия ковровые, изделия трикотажные. Ткани шелковые. Шелк искусственный. Кожа искусственная. Изделия из искусственной кожи. Декорации театральные. Семена. Хмель. Продукты продовольственные продукты пищевые. Сухари, галеты, печенье Сладости. Изделия макаронные. Хлопья картофельные. Напитки спиртные крепкие). Табак (сырье). Спички Емкости из синтетических материалов. Холодильники бытовые. Камеры холодильные с различными товарами. Батареи сухие. Изделия из поролона, мешки джутовые.
126	Приборы бытовые. Приборы электронные. Части запасные к автомобилям. Электрооборудование, телевизоры, Электропрогреватели. Машины стиральные. Радиоаппаратура. Инструменты различные. Препараты и инструменты зубо врачебные. Товары аптекарские и москабельные. Медикаменты. Проволока металлическая (изолированная). Черепица на деревянных поддонах. Рамы оконные деревянные. Рамы оконные из искусственного материала. Вещества химические основные. Нитраты (селитра). Удобрения. Цемент. Изделия из камыша и тростника Корзины плетеные. Перо для подушек и перин. Цветы искусственные. Яйца

Таблица 9.4.8

Средняя пожарная нагрузка в различных помещениях торговых и общественных зданий [9.11]

Средняя пожарная нагрузка МДж/м ²	Назначение помещения
1674	Библиотека
1256	Магазины: электротоваров, химикатов (лаков и красок), хозяйственные, книжный. Газетный киоск. Аптека
670	Магазины: резиновых изделий, обувной, кожаных изделий, игрушек, антикварный, по торговле семенами, спорттоваров, бельевых товаров, одежды, головных изделий, веревочных изделий, ковровых изделий, канцелярских принадлежностей, продовольственный, по продаже спиртных напитков, табачный. Выставка мебели
377	Магазины: оружейный, металлоизделия, радиотоваров и телевизоров, бытовых приборов, пишущих машин, фототоваров, зонтов, мебельный, булочная, кондитерский, ювелирный, универмаг Чайная. Ресторан. Пансионат. Гостиница. Больница. Детские ясли. Молодежное общежитие. Приют для престарелых. Театр. Кинотеатр. Бюро путешествий. Почта. Банк (зал банковских операций). Часовая мастерская
209	Магазины: изделий из стекла, швейных машин, музыкальных инструментов, меховой, овощной, аптека. Общественная столовая. Парикмахерская. Кабинет врача. Детский сад. Музей. Подземные гаражи. Художественная выставка
105	Магазины: мясной, по торговле сыром, цветочный зоомагазин. Выставка машин и оборудования. Зубоврачебный кабинет. Церковь

Таблица 9.4.9

Средняя пожарная нагрузка в различных конторских помещениях

Средняя пожар- ная нагрузка МДж/м ²	Назначение помещения
4186	Архив
753	Подвал (жилого дома). Чердачное помещение. Техническое бюро. Коммерческое бюро. Банк (служебные помещения)
335	Транспортное бюро. Квартира. Бокс для автомобиля. Гараж (в жилом здании)

Таблица 9.4.10

Значение коэффициента f_2 в зависимости от K_2

K_2	0	0.5	1	1.5
f_2	1	2.1	3.2	4.6

Таблица 9.4.11

Значения коэффициента f_1 в зависимости от материала ограждений помещения

Материал ограждений	Значения коэффициента f_1 , равного при $K_1 = A_2 \sqrt{H} / A_1$					
	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
1	2	3	4	5	6	7
Тяжелый бетон	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Легкий бетон	3	3	3	3	3	3
Тяжелый бетон (50%) и легкий бетон(50%)	1,35	1,35	1,35	1,50	1,55	1,65

Продолжение табл.9.4.11						
1	2.	3	4	5	6	7
То же (33%) и (50%), а также (17%) трехслойных конструкций из гипсовой плитки, минеральной ваты и кирпича	1,65	1,50	1,35	1,50	1,75	2
Стальной лист (80%) и бетон (20%)	0,75	0,75	0,65	0,6	0,6	0,6
Бетон (20%) в двухслойной гипсовой панели с воздушной прослойкой	1,5	1,45	1,35	1,25	1,15	1,05
Стальной лист - минеральная вата (100мм) - стальной лист	3	3	3	3	3	2,5

9.4.2. Данные для расчета прогрева конструкций

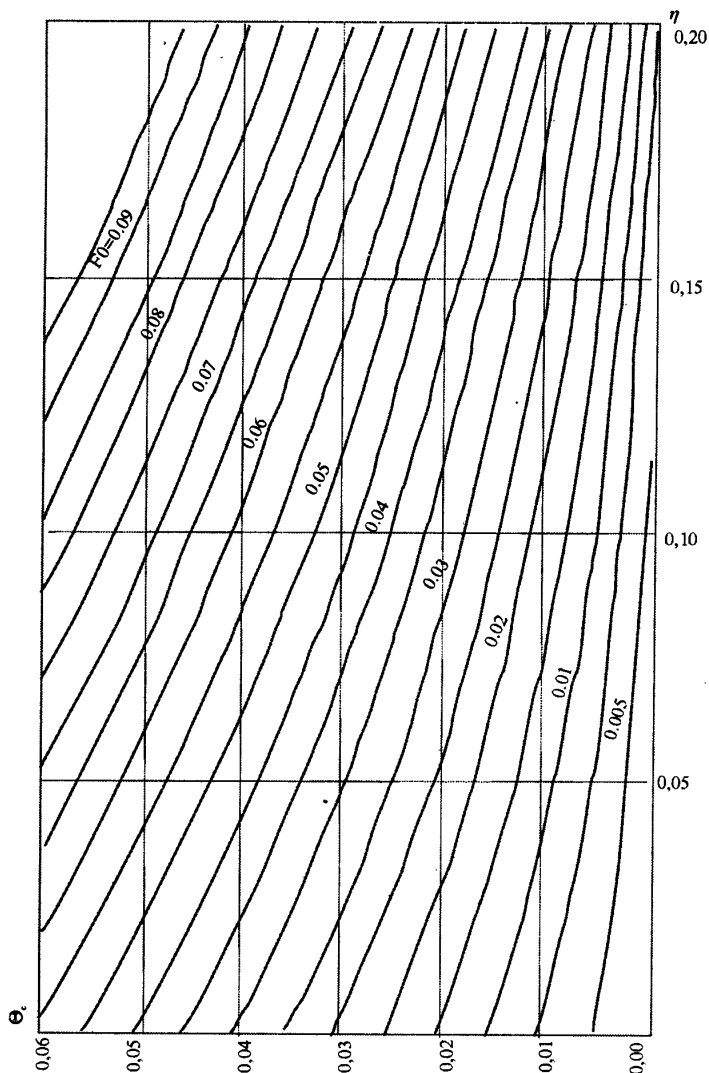


Рис.9.5.а Зависимость параметра температуры Θ_c от числа $F_0 = \alpha_{\text{ред}} \cdot \tau / h^2$ и безразмерной координаты $\eta = x/h$ для расчетов огнестойкости плит с учетом фазы затухания пожара (при $\tau \geq \tau_m$)

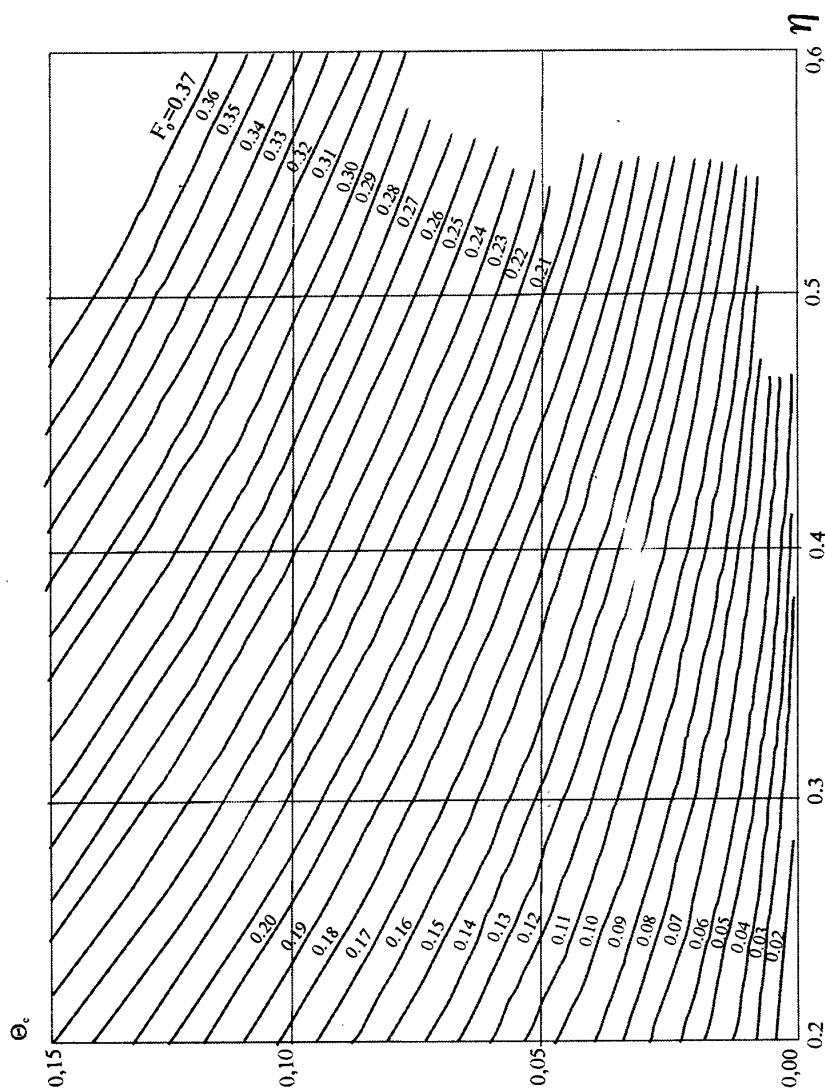


Рис.9.56 Зависимость параметра температуры Θ_c от числа $F_0 = \alpha_{\text{ред}} \cdot \tau / h^2$ и безразмерной координаты $\eta = x/h$ для расчетов огнестойкости плит с учетом фазы затухания пожара (при $\tau \geq \tau_m$)

9.4.3. Данные для решения прочностной задачи огнестойкости

Таблица 9.4.12

Значения обобщенных характеристик сопротивления стержневой арматуры воздействию пожара [9.11]

Класс стержневой арматуры	U_0 кДж·моль ⁻¹	γ кДж(МПа)
A-I	321,1	0,46
A-II	311,5	0,293
A-IIв	302,0	0,293
A-III	314,4	0,199
A-IIIв	305,0	0,171
A-IV	317,4	0,171
A-V	293,4	0,092
Ат-IV	286,0	0,122
Ат-V	286,0	0,092
Ат-VI	278,8	0,075
Ат-VII		

Таблица 9.4.13

Значения обобщенных характеристик сопротивления арматуры воздействию пожара [9.11]

Класс арматуры	U_0 кДж·моль ⁻¹	γ кДж·моль ⁻¹
B-I, Вр-I	273	94
B-II, Вр-II, К-7	278	150
A-VI	300	142

Таблица 9.4.14

Значения обобщенных характеристик сопротивления различных бетонов воздействию пожара [9.11]

Бетон	Средняя плотность бетона ρ , кг/м ³	U_0 , кДж/моль	$\gamma \cdot R_{bл}$, кДж/моль
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	331,8	190,0
То же, из карбонатных пород	2350	341,4	190,3
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	487,9	375,1
Керамзитоперлитобетон	1200	427,9	355,8

9.5. Данные, необходимые для оценки огнестойкости реконструируемых зданий

Таблица 9.5.1

Категории технического состояния железобетонных конструкций и их детальные признаки по результатам предварительных обследований эксплуатируемых зданий [9.12, 9.13]

Категория состояния конструкций	Детальные признаки
1	2
I. Исправное - выполняются требования действующих норм и проектной документации. Необходимости в ремонтно-восстановительных работах на момент обследования нет.	На поверхности бетона незащищенных конструкций видимых дефектов и повреждений нет или имеются отдельные раковины, выбоины, волосные трещины. Антикоррозионная защита закладных деталей не нарушена, поверхность арматуры при вскрытии чистая. Глубина нейтрализации бетона не превышает половины толщины защитного слоя. Ориентировочная прочность бетона не ниже проектной. Антикоррозионная защита конструкций не имеет нарушений.
II. Работоспособное - с учетом фактических свойств материалов удовлетворяются требования действующих норм, относящихся к предельным состояниям I группы; требования норм II группы могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Защитные свойства бетона по отношению к арматуре на отдельных участках исчерпаны; требуется их восстановление, устройство или восстановление антикоррозионной защиты.	Антикоррозионная защита железобетонных элементов имеет частичные повреждения, на отдельных участках мокрые или масляные пятна, высолы. На отдельных участках в местах с малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии распределительной арматуры отдельными точками и пятнами, язв и пластинок ржавчины нет. Антикоррозионная защита закладных деталей не нарушена. Глубина нейтрализации бетона не превышает толщины защитного слоя. Цвет бетона вследствие пересушивания изменен. Местами наблюдается отслоение бетона при простукивании. Шелушение граней и ребер конструкций, подвергшихся замораживанию. Ориентировочная прочность бетона ниже проектной не более чем на 10%.

Продолжение табл.9.5.1	
1	2
III. Ограниченно-работоспособное - нарушены требования действующих норм, но отсутствует опасность обрушения и угроза безопасности работающих. Требуется усиление и восстановление эксплуатационных свойств.	Пластинчатая ржавчина или язвы на стержнях оголенной рабочей арматуры в зоне продольных трещин или на закладных деталях, вызывающие уменьшение площади сечения стержней до 15%. Трещины в растянутой зоне бетона, превышающие их допустимое раскрытие. Бетон в растянутой зоне на глубине защитного слоя между стержнями арматуры легко крошится. Снижение ориентировочной прочности бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов до 30 и в остальных случаях - до 20%. Провисание отдельных стержней распределительной арматуры, выпучивание хомутов, разрыв отдельных из них, за исключением хомутов, разрыв отдельных из них, за исключением хомутов сжатых элементов ферм, вследствие коррозии стали (при отсутствии в этой зоне трещин). Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов при коэффициенте запаса $K_s > 1,6$ (см.примеч.п.1).
IV. Недопустимое - существуют повреждения, свидетельствующие об опасности пребывания людей в районе обследуемых конструкций. Требуются немедленные страховочные мероприятия: ограничение нагрузок (недопущение складирования материалов, деталей и т.п., ограничение грузоподъемности кранов и их сближения); устройство предохранительных сеток и т.п.	Дефекты в средних пролетах многопролетных балок и плит: разрыв хомутов в зоне наклонной трещины; слоистая ржавчина или язвы, вызывающие уменьшение площади сечения арматуры более 15%; выпучивание арматуры в сжатой зоне; раздробление бетона, выкрошивание крупного заполнителя в сжатой зоне. Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов при $1,3 < K_s \leq 1,6$ (см.прим.п.1).

Примечания:

1) Преднапряженные железобетонные конструкции с высокопрочной арматурой, имеющие признаки II категории состояния, относятся к III категории, а имеющие признаки III категории - соответственно к IV или V категории в зависимости от опасности обрушения.

2) Для отнесения конструкции к перечисленным в таблице категориям состояния достаточно наличия хотя бы одного признака, характеризующего эту категорию.

Таблица 9.5.2

Категории технического состояния каменных конструкций и их детальные признаки по результатам предварительных обследований эксплуатируемых зданий

Категория технического состояния конструкций	Качественная оценка технического состояния	Характерные признаки
1	2	3
I	Конструкции отвечают предъявленным к ним эксплуатационным требованиям. Ремонтных работ не требуется. Состояние конструкции удовлетворительное.	Отсутствие в конструкциях видимых деформаций и дефектов. Наиболее напряженные элементы кладки не имеют вертикальных трещин и выгибов, свидетельствующих о перенапряжении и потере устойчивости конструкций. Снижения прочности камня и раствора по предварительной оценке не наблюдается. Кладка не увлажнена. Горизонтальная гидроизоляция не имеет повреждений.
II	Конструкции не в полной мере отвечают предъявленным к ним эксплуатационным требованиям.	Наличие в наиболее напряженных конструкциях и зонах кладки (столбах, простенках, пилястрах) вертикальных трещин в отдельных камнях. Снижение прочности камня и раствора до 30% по предварительной оценке или применение низкомарочных материалов.

Продолжение табл.9.5.2		
1	2	3
	Требуются работы по ремонту кладки. Состояние конструкций неудовлетворительное.	Увлажнение каменной кладки в отдельных местах вследствие нарушения горизонтальной гидроизоляции, карнизных свесов, водосточных труб. Размораживание и выветривание кладки, разрушение поверхности кладки на глубину 1/10 толщины стены, выколы на поверхности кладки. Дефекты, связанные с неравномерной осадкой здания. Признаки расслоения кладки по вертикали вследствие высокой температуры и влажности в помещении.
III	В конструкциях наблюдаются деформации и дефекты, свидетельствующие о значительном снижении их несущей способности, но не вызывающие обрушения.	В наиболее напряженных конструкциях и зонах кладки вертикальные трещины, пересекающие 2-3 камня по высоте. Признаки потери устойчивости сжатых и сжато-изогнутых элементов (выгибы составляют 1/100 высоты конструкции). В кирпичных сводах и арках характерные трещины, свидетельствующие об их перенапряжении. Интенсивная коррозия металлических затяжек, в отдельных местах их анкеровка нарушена.
	Требуется проведение страховочных мероприятий или разгрузка конструкций. Необходимы работы по усилению и ремонту кладки. Состояние конструкций технически неисправное.	Расслоение кладки по вертикали в наружных стенах и выпучивание вследствие высокой температуры и влажности в помещении. Снижение прочности камней и раствора на 30-50% или применение низкомарочных материалов. Наличие в кладке зон длительного замачивания, зон промораживания и выветривания кладки и ее разрушение на глубину 1/5 толщины стены и более. Трещины в кладке в местах прохода дымовых и вентиляционных каналов.

Таблица 9.5.3

Категории состояния железобетонных конструкций на основе результатов детальных обследований

Категория состояния конструкций	Признаки
I. Исправное	Прочность бетона не ниже проектной, скорость ультразвуковых волн (УЗВ) более 4 км/с, на отдельных участках (не более 20% общего числа замеренных) величина защитного слоя бетона меньше проектной до 20%, а класс бетона по водонепроницаемости - на одну ступень; величина прогиба и ширина раскрытия трещин не превышают допустимую по нормам; хлорионов в бетоне защитного слоя не обнаружено; потери площади сечения рабочей арматуры нет.
II. Работоспособное	Прочность бетона основного сечения элемента (за пределами защитного слоя бетона и в сжатой зоне) не ниже проектной, скорость УЗВ 3-4 км/с; количество хлорионов в бетоне защитного слоя не превышает допустимого; величина защитного слоя бетона меньше проектной (до 30%) на площади менее 30% поверхности. Потеря площади сечения рабочей ненапрягаемой арматуры и закладных деталей вследствие коррозии не превышает 5%.
III. Ограниченно работоспособное	Прочность бетона основного сечения ниже проектной, скорость УЗВ менее 3 км/с, потеря площади сечения рабочей арматуры и закладных деталей вследствие коррозии превышает 5%; ширина раскрытия трещин, вызванных эксплуатационными воздействиями, на уровне арматуры превышает допустимую по действующим нормам; трещины в сжатой зоне и в зоне главных растягивающих напряжений, прогибы элементов, вызванных эксплуатационными воздействиями, превышают допустимые более чем на 30%.

Таблица 9.5.4

Значения коэффициента утраты огнестойкости C_{fr} эксплуатируемых железобетонных плит в зависимости от категории их технического состояния

Категория технического состояния конструкции	Проектное	Исправленное	Работоспособное	Ограниченно работоспособное
Коэффициент утраты огнестойкости C_{fr}	1,0	0,95	0,9	0,75

Таблица 9.5.5

Значения коэффициента утраты огнестойкости C_{fr} каменных стен в зависимости от категории их технического состояния

Категория технического состояния конструкции	Коэффициент утраты огнестойкости C_{fr}
Удовлетворительное	
1. Без надстройки дополнительных этажей	0,9
2. С надстройкой одного дополнительного этажа	0,8
3. С надстройкой двух этажей	0,7
4. С надстройкой трех дополнительных этажей	Требуется проведение специальных исследований

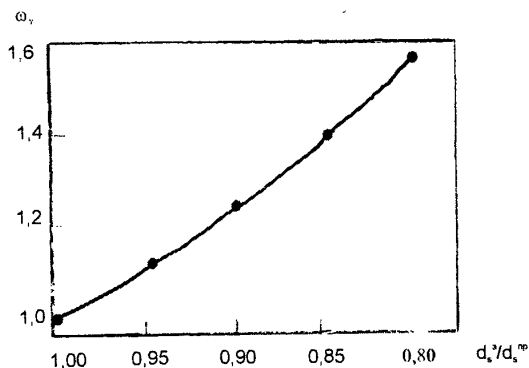


Рис. 9.5.1. Влияние коррозии рабочей арматуры железобетонных конструкций на величину поправки для коэффициента условий работы при пожаре ω_γ

9.6. Данные, необходимые для оценки состояния зданий и сооружений после пожара [9.16]

Таблица 9.6.1

Характер изменения внешнего вида и формы различных предметов в зависимости от температуры их нагрева при пожаре

Конструкции или их части, предметы	Материал, из которого изготовлены конструкции или их части, предметы	Характеристика изменения внешнего вида и формы	Температура, °С, при которой произошло изменение внешнего вида, формы предмета или части конструкций
1	2	3	4
Элементы зачеканки стыков, гидроизоляционные прокладки, обмотки кабеля	Свинец	Скругление углов или образование капель	300-500
Элементы пайки, гальванизированные предметы	Цинк	Образование капель	400
Небольшие детали машин, фурнитура туалетов, детали строительных конструкций, посуда	Алюминий и его сплавы	То же	650
Стеклянные блоки, бутылки, кувшины	Отливки из стекла	Размягчение или слипание.	700-750
		Округление.	750
		Потеря формы	800

Продолжение табл.9.6.1			
1	2	3	4
Оконное стекло, пластины, армированное стекло	Листовое стекло	Размягчение или слипание. Округление. Потеря формы	700-750 800 850
Украшения, столовые принадлежности, монеты	Серебро	Скругление углов или образование капель	950
Фурнитура дверей, мебели, ламп	Латунь	Скругление углов или образование капель	900-1000
Рампы, люстры, ручки	Бронза	То же	1000
Электрические провода, монеты	Медь	То же	1100
Трубы, радиаторы, основания под машины	Литой чугун	Образование капель	1100-1200
Строительные конструкции	Бетон	Оплавление	1500-1600
То же	Металл	Большие деформации	550-600
То же	Бетон с заполнителем из силикатных пород	Разрушение с увеличением объема	572
То же	То же, из карбонатов кальция и карбонатов магния	Полная диссоциация То же	900 400-500
	То же, керамзита	Оплавление	1100-1200

Таблица 9.6.2

Температуры размягчения и плавления различных материалов

Материал	Температура плавления, °С
Стекло	760-870*(1500**)
Медь	860-980
Цинк, олово	400
Алюминий	610-810
Сталь	1300-1470
Чугун	1100-2100
Ковкое железо, сварное железо	1500-1940

*Температура размягчения

**Температура плавления

Таблица 9.6.3

Связь между состоянием конструкции после пожара и наблюдаемыми при обследовании некоторыми характерными признаками

Характерный признак	Состояние конструкции при различных характеристиках наблюдаемого признака			
	Нормальное I	Удовлетворительное II	Непригодное к норм. эксплуатации III	Аварийное IV
1	2	3	4	5
<u>Колонны</u>				
Сажа и копоть	Есть местами	нет	нет	нет
Изменение цвета бетона	нет	До розового	До розового или темно-желтого	До темно-желтого

Продолжение табл.9.6.3				
1	2	3	4	5
Отколы бетона	нет	Один-два небольших размеров не более 15х15 см и глубиной менее толщины защитного слоя	Больше двух таких же, как в состоянии II	Больше по площади и глубине, чем в состоянии III
Оголение рабочей арматуры	нет	нет	На глубину не более толщины защитного слоя	На глубину больше толщины защитного слоя с оголением всего периметра арматуры
Отставание поверхностных (1-3 см) слоев бетона от основной массы конструкции (высокий звук при простукивании)	Местами (до 3шт) на площади не более 10 см ² каждое	То же, что в состоянии I на площади не более 30 см ² каждое	То же, что в состоянии II на площади не более 50 см ² каждое	Полностью по всей поверхности
Количество стержней арматуры, оголенных и выступающих из плоскости конструкции	Нет	Нет	Не более одного стержня	Более одного стержня
Трещины в бетоне	нет	Сетка микротрещин на поверхности	Сетка микротрещин и макротрещин (1-2 трещины длиной не более 30 см)	Большое количество микротрещин и макротрещин с длиной более 30 см

Продолжение табл.9.6.3				
1	2	3	4	5
Смещение конструкции	нет	нет	возможное	есть
Плиты перекрытий и покрытий				
А.Железобетонные сплошные плиты				
Сажа и копоть	В отдельных местах или отсутствуют	В отдельных местах	Все покрыто	нет
Изменение цвета бетона	Нет	Нет	До розового	До темно-желтого
Отколы бетона	Один - пять небольших по площади до 15 см ² каждый глубиной до 2 см	Не более десяти площадью 30 см ² каждый глубиной до 3 см, несквозные	То же, что в состоянии II, но сквозные	Более десяти площадью более 100 см ² каждый, сквозные
Оголение рабочей арматуры	нет	На длине не более 10%	На длине более 10%, но менее 40%, за исключением зоны анкеровки	По всей длине или у опоры на длине зоны анкеровки
Сцепление арматуры	есть	Есть в зоне анкеровки арматуры	Есть в зоне анкеровки арматуры	Нарушение в зоне анкеровки арматуры
Б.Железобетонные ребристые плиты				
Сажа и копоть	В отдельных местах или отсутствует	В отдельных местах	Покрыта вся полка	нет

Продолжение табл.9.6.3

1	2	3	4	5
Отколы бетона	нет	Есть на ребрах глубиной не более толщины защитного слоя, кроме зоны анкеровки	Есть на ребрах, отдельные в плите площадью не более 1/2 площади плиты	Есть в зоне анкеровки арматуры и сквозные в плите площадью более 1/2 площади плиты
Сцепление арматуры с бетоном	есть	есть	Есть только в зонах анкеровки арматуры	нет
Оголение рабочей арматуры	нет	Одно-два места не более 1/5 пролета, кроме зоны анкеровки	То же, что во II состоянии, но не более 1/2 пролета	В зоне анкеровки
Прогиб	нет	нет	В пределах допустимого нормами	Более, чем допускается нормами
Подвесной потолок	Частично разрушен	Полностью разрушен	Полностью разрушен	Полностью разрушен
В.Балки				
Сажа и копоть	В отдельных местах	Покрыты полностью	нет	нет
Изменение цвета бетона	нет	До розового	До темно-желтого	До темно-желтого или серого
Отколы бетона	нет	Отколы углов, но на глубину не более чем до арматуры	Существенные с нижней поверхности на глубину не более толщины защитного слоя, кроме зоны анкеровки арматуры	Как в состоянии II, но на глубину более толщины защитного слоя и в зоне анкеровки

Продолжение табл.9.6.3

1	2	3	4	5
Оголение арматуры	На длине не более 20 см	Наружные края угловых стержней	Рабочие стержни на длине не более 50% пролета балки	Почти вся рабочая арматура
Отставание поверхностных (1-3 см) слоев бетона от остальной массы конструкции (низкий звук при простукивании)	нет	Снизу кроме зоны анкеровки арматуры	По большей части поверхности, кроме зоны анкеровки арматуры	По большей части поверхности, включая и зону анкеровки арматуры
Количество стержней арматуры, оголенных и выступающих из плоскости конструкции	нет	нет	Не более одного стержня	Более одного стержня
Микротрещины в бетоне	То же	Поверхностные (глубиной не более 1-2 см)	Поверхностные (глубиной не более толщины защитного слоя)	Более глубокие, чем в III состоянии
Макротрещины	Поперек оси в растянутой зоне с шириной раскрытия не более допускаемой нормами	То же, что в состоянии I, но шириной раскрытия более 0,5 мм	То же, что в состоянии I, но шириной раскрытия более 0,5 мм. Продольные в зоне анкеровки арматуры	Больше, чем в состоянии III и в зоне анкеровки

Продолжение табл.9.6.3				
1	2	3	4	5
Дополнительный прогиб от теплового воздействия или перелом продольной оси	нет	нет	Прогиб не больше допустимого нормами, но не более 0,5мм; перелома оси нет	Прогиб больше допустимого нормами или перелом в оси
Вывод				
Выводы о ремонте и восстановлении и конструкций	Косметический ремонт	Местный мелкий ремонт по восстановлению целостности конструкции	Дополнительное детальное обследование конструкции. Значительный ремонт, усиление или отнесение конструкции к состоянию II или IV	Немедленная разгрузка конструкции, запрет пребывания людей над или под конструкциями, замена новой

Таблица 9.6.4

Связь между состоянием поверхности бетонной конструкции после пожара и максимальной температурой ее нагрева

Цвет бетона	Максимальная температура нагрева бетона, °С	Возможные дополнительные эффекты
1	2	3
Нормальный	300	нет
Розовый до красного	300-600	Начиная с 300 °С - поверхностные трещины, с 500 - глубокие трещины, с 572 - раскол или выкол заполнителей, содержащих кварц

Продолжение табл.9.6.4.		
1	2	3
Серовато-черноватый до темно-желтого	600-950	700-800 - отколы бетона, обнажающие в ряде случаев арматуру, 900 - диссоциированный известняковый заполнитель и цементный дегидратированный камень сыплются, крошатся
Темно-желтый	Более 950	Много трещин, отделение крупного заполнителя от растворной части

Таблица 9.6.5

Изменение после пожара прочности различных бетонов при сжатии в зависимости от максимальной температуры его нагрева

Вид бетона и условия твердения	Снижение прочности бетона после пожара, %, при максимальной температуре его нагрева, °С						
	60	120	150	200	300	400	500
Тяжелый с гранитным заполнителем, естественное	30	30	30	30	40	60	70
То же, тепловлажностная обработка	15	20	20	20	20	30	45
То же, с известняковым заполнителем	15	20	20	25	25	40	60
Легкий с керамзитовым заполнителем, тепло-влажностная обработка	10	10	10	10	10	15	20

Примечания:1.В таблице указано, на сколько процентов снижается значение прочности бетона после пожара по сравнению с значением прочности бетона до пожара.

2.Прочность бетона после его нагрева до температуры ниже 60 °С принимается равной ее значению до пожара.

3.После нагрева до температур выше 500 °С значения прочности бетона принимаются равными нулю.

4.Промежуточные значения снижения прочности бетона устанавливаются линейной интерполяцией.

Таблица 9.6.6

Зависимость между относительным изменением скорости ультразвуковых колебаний (УЗК) и температурой прогрева поверхностных слоев конструкции

Относительное изменение УЗК	1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,4	0,2
Температура прогрева батона	20	120	200	300	400	500	600

Таблица 9.6.7

Изменение прочности арматуры после пожара в зависимости от максимальной температуры ее нагрева

Положение арматуры в конструкции, наличие предварительного напряжения	Класс арматуры	Снижение прочности арматуры после пожара, %, при максимальной температуре ее нагрева, °С		
		300	400	500
1	2	3	4	5
За пределами зоны анкеровки независимо от преднапряжения	A-I, A-II, A-III	нет	нет	нет
	A-IV, A-V, A-VI	То же	5	10
	At-IV, At-V, At-VI	“	10	20
	B-II, Bp-II, K-7	“	30	60

Продолжение табл.9.6.3				
1	2	3	4	5
В зоне анкеровки арматуры, ненапрягаемой	A-II, A-III, A-IV	“	20	40
	A-V, Ат-III, Ат-IV			
	Ат-V			
То же, предварительно напряженной	A-IV, Ат-IV	“	25	50
	Ат-V, A-V	“	30	60
	A-VI, Ат-VI	“	35	70
	Вр-II, К-7	“	45	90
	В-II	“	60	-

Примечания:

1. В таблице указано, на сколько процентов снижается значение прочности арматуры после пожара по сравнению с значением прочности арматуры до пожара.

2. Прочность арматуры (за исключением класса В-II) после нагрева до температуры выше 500 °С принимается равной нулю; для класса В-II это значение принимается после температуры нагрева выше 400 °С.

3. Промежуточные значения снижения прочности арматуры устанавливаются линейной интерполяцией.

Литература к разделу 9

- 9.1.СНиП 2.08.01-89*. Жилые здания
- 9.2.СНиП 2.08.01-89*. Общественные здания и сооружения
- 9.3.СНиП 2.09.02-85. Производственные здания
- 9.4.НПБ 108-96. Культовые сооружения
- 9.5.СНиП21-01-97*. Пожарная Безопасность зданий и сооружений.
- 9.6.Пособие 6.91 к СНиП2.04.05-91. Огнестойкие воздуховоды/ Промстройпроект.- М.:1993.-12 с.
- 9.7.Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов/ ЦНИИСК им.Кучеренко.-М.:Стройиздат, 1985.
- 9.8. Сидорук В.И.Инспектору господжнадзора о системах вентиляции.-М.: Стройиздат, 1989.-96с.
- 9.9.Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций/ НИИЖБ-М.: Стройиздат, 1986.
- 9.10.Пособие по расчету пределов огнестойкости стальных и деревянных конструкций (договор № 01-0056-90К)/ ЦНИИСК им.Кучеренко.-М.: ЦНИИСК, 1990.
- 9.11.Рекомендации по оценке огнестойкости и остаточной несущей способности железобетонных конструкций в условиях реального пожара.-М.: МИСИ-НИИЖБ, 1990.-58с.
- 9.12.Ройтман В.М., Алексеев Ю.В. Оценка огнестойкости зданий при реконструкции с устройством надстройки: Учеб.пособие/ МГСУ.-М., 1997.
- 9.13.Алексеев Ю.В., Ройтман В.М. И др. Формирование надстроек и мансард из облегченных конструкций на кирпичных домах периода 1956-60-х годов: Учебн.пособие/ МГСУ.-М.:1999.
- 9.14. Корольченко А.Я. Пожаровзрывоопасность веществ и материалов и средства их тушения. Справочник в двух частях.-М.: Асс. "Пожнаука", 2000.-709+757 с.
- 9.15.СТ СЭВ 446-77. Противопожарные нормы строительного проектирования. Методика определения расчетной пожарной нагрузки.
- 9.16.Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром/НИИЖБ.-М.:Стройиздат, 1987-80с.

В.М. Ройтман

**Инженерные решения по оценке
огнестойкости проектируемых и
реконструируемых зданий**

**Подписан а печать 09.06.2001г.
Формат 72/104/16. Бумага №1.
Печать офсетная. Уч. печ. листов 24.
Заказ № 16.**

**Ассоциация «Пожнаука»
109052 Москва, Смирновская ул., 1-А
Тел.(095) 918-03-60, (095) 918-03-11
E-mail: firescience@mail.ru**

**Отпечатано в ООО «ПС ШАНС»
127412 Москва, Ижорская ул, 13/19**