

# ОГНЕСТОЙКОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

## Тема № 1. Введение

### 1. Пределы огнестойкости металлических конструкций

Пределы огнестойкости большинства незащищенных металлических конструкций очень малы и находятся в пределах:

(R10 - R15) для стальных конструкций;

(R6 – R8)\* для алюминиевых конструкций.

Исключение составляют колонны массивного сплошного сечения, у которых предел огнестойкости без огнезащиты может достигать R 45, но применение таких конструкций в строительной практике встречается крайне редко.

Примечание: \* В случаях, когда минимальный требуемый предел огнестойкости конструкции (за исключением конструкций в составе противопожарных преград) указан R 15 (RE 15, REI 15), допускается применять незащищенные стальные конструкции независимо от их фактического предела огнестойкости, за исключением случаев, когда предел огнестойкости несущих элементов здания по результатам испытаний составляет менее R 8 (п. 5.4.2 СП 2.13130.2009)

Причина столь быстрого исчерпания незащищенными металлическими конструкциями способности сопротивляться воздействию пожара заключается в больших значениях теплопроводности ( $\lambda$ ) и малых значениях теплоемкости  $C$ , что, соответственно, ведет к большим значениям коэффициента температуропроводности ( $a = \frac{\lambda}{c \cdot \rho}$ ) металла, характеризующего скорость распространения тепла внутри конструкции (здесь  $\rho$  - плотность металла).

Высокая теплопроводность металла практически не вызывает температурного градиента внутри сечения металлической конструкции.

Это приводит к тому, что при пожаре температура незащищенных металлических конструкций быстро достигает критических температур прогрева металла, при которых происходит снижение прочностных свойств материала до такой величины, что конструкция становится неспособной выдерживать приложенную к ней внешнюю нагрузку, в результате чего наступает предельное состояние конструкции по признаку потере несущей способности (R).

Значения критической температуры  $T_{cr}$  прогрева различных металлических конструкций при нормативной эксплуатационной нагрузке приведены в таблице 1.

Таблица 1

Материал конструкции	$T_{cr}, ^\circ C$
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 марок В92Т	165

Как видно из таблицы 1 критические температуры для алюминиевых конструкций в 2-3 раза ниже, чем у стальных элементов.

Если возникает необходимость обеспечить огнестойкость металлических конструкций зданий выше, чем R15, то применяют различные способы повышения огнестойкости этих конструкций.

## **2. Способы повышения пределов огнестойкости металлических конструкций.**

К наиболее распространенным способам повышения огнестойкости металлических конструкций относятся:

2.1. Облицовка металлических конструкций негоряемыми 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 R50. Облицовка в 0,5 кирпича повышает предел огнестойкости металлических конструкций до R 300.

Примечание: Для избежания преждевременного обрушения облицовки при действии огня для бетонных плиток и кирпичной кладки применяют армирование, а штукатурку наносят по металлической сетке (одинарной или двойной в зависимости от толщины наносимого слоя).

Данные облицовки достаточно надежны и долговечны. Однако они существенно увеличивают массу конструкций, а сами операции по облицовке являются достаточно трудоемкими.

2.2. Нанесение на поверхность металлических конструкций специальных огнезащитных покрытий (красок и обмазок).

Огнезащитные покрытия при воздействии высокой температуры вспучиваются и теплоизолируют металлическую поверхность. Например, 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.

Данный способ огнезащиты позволяет увеличить огнестойкость металлических конструкций до величин R45-R60.

2.3. 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.

2.4. Орошение металлических конструкций распыленной и тонкораспыленной водой.

Данный способ огнезащиты металлических конструкций основан на охлаждении металлических поверхностей конструкций, нагреваемых в результате воздействия высоконагретых восходящих конвективных потоков, образующихся во время пожара. Распыленная вода также достаточно хорошо экранирует металлические поверхности от лучистых тепловых потоков, распространяющихся из пламенной зоны горения.

2.5. Устройство в помещениях защитных подвесных потолков

Для повышения огнестойкости стержневых металлических конструкций, удерживающих покрытия, в частности ферм, наиболее целесообразно применение подвесных потолков монтирующихся из негорючих материалов с высокими теплоизолирующими свойствами, т.к. непосредственная огнезащита каждого элемента таким металлическими конструкциями облицовками или вспучивающимися покрытиями весьма трудоемка и недостаточно надежна, так как трудно осуществима в узловых соединениях.

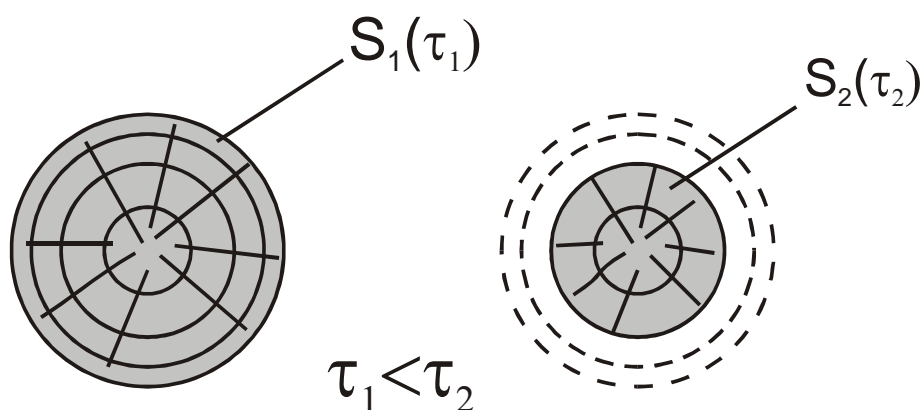
### 3. Пределы огнестойкости деревянных конструкций.

В отличие от металла дерево является горючим материалом, поэтому пределы огнестойкости деревянных конструкций зависят от двух факторов: времени от начала воздействия пожара до воспламенения древесины  $\tau_{воспл}$  и времени от начала воспламенения древесины до наступления того или иного предельного состояния конструкции  $\tau_{гор}^{kp}$ :

$$\tau_{f.r} = \tau_{воспл} + \tau_{гор}^{kp}$$

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

Скорость уменьшения рабочего сечения деревянных конструкций на пожаре составляет от 0,6 до 1,0 мм/мин, поэтому деревянные конструкции, особенно с массивным сечением могут иметь достаточно большие значения пределов огнестойкости.



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.

Таблица 2. (таблица 9.3.17 [1])

Время от начала теплового воздействия до воспламенения древесины  $\tau_{\text{воспл}}$  в зависимости от способа огнезащиты

Таблица 2

Способ огнезащиты	Время до воспламенения древесины $\tau_{\text{воспл}}$ , 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 прессованный плоский лист, $\delta=10-12$ мм	15
Вспучивающиеся покрытия:	
а) ВПД (4 слоя)	8
б) ОФП-9 (2 слоя)	8

#### 4. Пределы огнестойкости железобетонных конструкций.

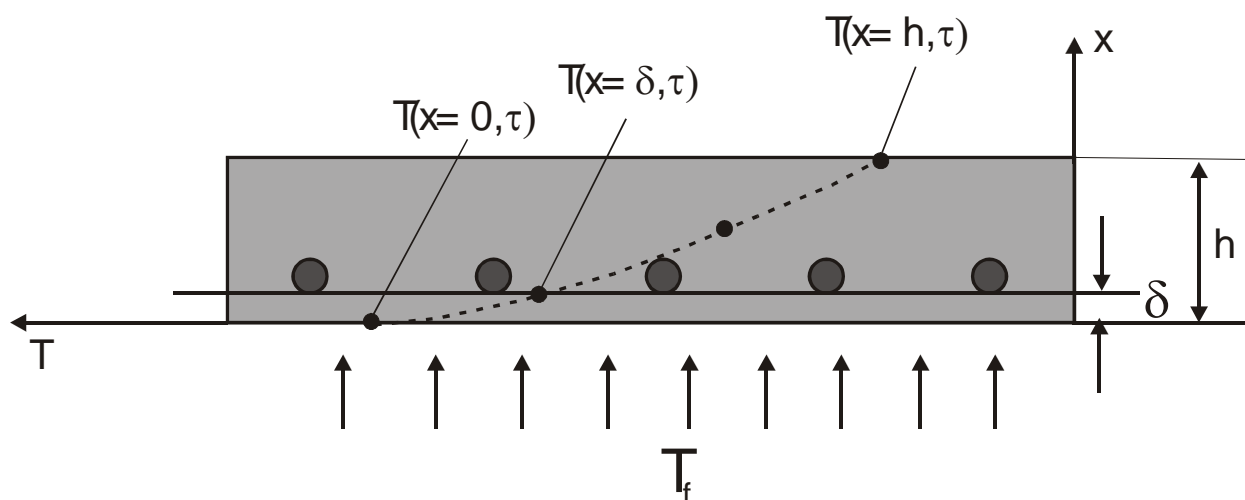
Огнестойкость железобетонных конструкций зависит от многих факторов: конструктивной схемы, геометрии, уровня эксплуатационных нагрузок, толщины защитных слоев бетона, типа арматуры, вида бетона, и его влажности и др.

В условиях пожара предел огнестойкости железобетонных конструкций наступает, как правило:

- а) за счет снижения прочности бетона при его нагреве;
- б) теплового расширения и температурной ползучести арматуры;
- в) возникновения сквозных отверстий или трещин в сечениях конструкций;
- г) в результате утраты теплоизолирующей способности.

Наиболее чувствительными к воздействию пожара являются изгибаемые железобетонные конструкции: плиты, балки, ригели, прогоны. Их предел огнестойкости в условиях стандартных испытаний обычно находится в пределах **R45-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 и 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 **R90-R150**.

При необходимости увеличения пределов огнестойкости железобетонных конструкций рекомендуется следующие мероприятия:

- увеличение толщины защитного слоя бетона;

- облицовка негорючими материалами;
- снижение пожарной нагрузки в помещении;
- снижение механической нагрузки на конструкцию;
- применение рабочей арматуры с более высокой критической температурой прогрева при пожаре.

#### Литература:

1. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М., Ассоциация «Пожнаука», 2001.

## Тема № 2. Оценка огнестойкости строительных конструкций

### 2.1. Оценка огнестойкости металлических конструкций

#### Приведенная толщина металла. Периметр обогрева.

Фактические пределы огнестойкости по потере прочности (R) различных несущих металлических конструкций оцениваются в справочной литературе в зависимости от приведенной толщины металла поперечного сечения конструкции ( $t_{red}$ ), которая определяется по формуле:

$$t_{red} = \frac{A}{U}, \quad (1)$$

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

#### Пример 1

Определить приведенную толщину металла  $t_{red}$ , для сечения вида (см. рис 2.1)

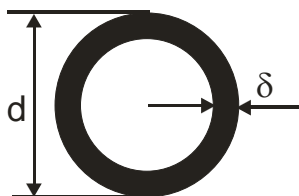


Рис. 2.1

при условии, что обогрев конструкции идет с внешней стороны.

#### Решение:

1) Площадь поперечного сечения кольца ( $A$ ) с внешним диаметром  $d$  и толщиной  $\delta$  определяется по формуле:

$$A = S_{\text{бол}}^{\text{бол}} - S_{\text{круга}}^{\text{мал}} = \pi \cdot \frac{d^2}{4} - \pi \cdot \frac{(d - 2\delta)^2}{4} = \pi\delta(d - \delta)$$

2) Периметр обогрева ( $U$ ) равен длине окружности диаметром  $d$ :

$$U = \pi \cdot d$$

3) Приведенная толщина поперечного сечения конструкции ( $t_{red}$ ) равна:

$$t_{red} = \frac{A}{U} = \frac{\pi\delta(d - \delta)}{\pi d} = \frac{\delta(d - \delta)}{d}$$

### Самостоятельная задача 1

Определить приведенную толщину металла  $t_{red}$  для сечения вида (см. рис 2.1) при условии, что обогрев конструкции идет как с внешней, так и с внутренней стороны сечения.

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

$$t_{red} = \frac{A}{U - a}, \quad (2)$$

где  $a$  – часть периметра металлической конструкции, примыкающей к плитам, настилам перекрытий и стенам.

### Пример 2

Определить приведенную толщину металла  $t_{red}$  для сечения вида (см .рис. 2.2).

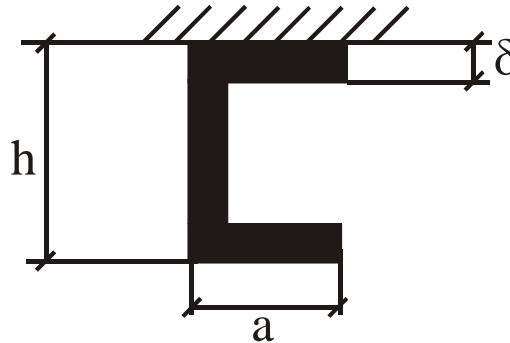
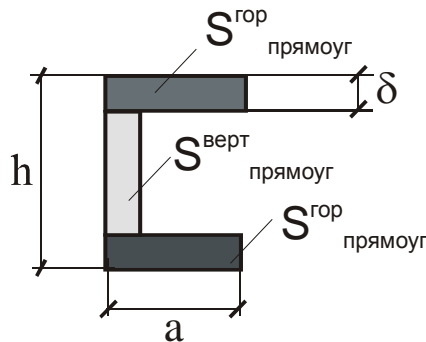


Рис. 2.2

### Решение:

1) Площадь поперечного сечения швеллера, изображенного на рис. 2.2, определяется по формуле:

$$A = 2S_{\text{прямоуг}}^{\text{гор}} + S_{\text{прямоуг}}^{\text{верт}} = 2 \cdot a \cdot \delta + (h - 2\delta) \cdot \delta = \delta \cdot (2a + h - 2\delta)$$



2) Периметр обогрева ( $U$ ) равен:

$$U = P_{\text{швел}} - a = (h + 2a + 2\delta + 2(a - \delta) + (h - 2\delta)) - a = 2(h - \delta) + 3a$$

3) Приведенная толщина поперечного сечения конструкции ( $t_{red}$ ) равна:

$$t_{red} = \frac{A}{U} = \frac{\delta(2a + h - 2\delta)}{2(h - \delta) + 3a}$$

### Самостоятельная задача 2

Определить приведенную толщину металла  $t_{red}$  для сечения вида (см. рис. 2.3):

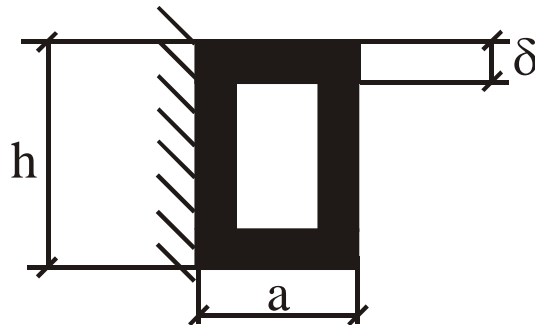


Рис. 2.3

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

При установлении предела огнестойкости стальных металлических конструкций с огнезащитой следует принимать в качестве критической температуры прогрева при пожаре значение температуры  $500^{\circ}\text{C}$ .

Справочная информация о фактических пределах огнестойкости несущих металлических конструкций в зависимости от приведенной толщины поперечного сечения конструкции ( $t_{red}$ ) приведена в табл.9.2.9 раздела 9.2.3. [1]

### Пример 3

Определить предел огнестойкости металлической колонны

#### Дано:

Колонна стальная, в виде составного двутавра, незащищенная. Поперечное сечение металлической колонны и схема воздействия на нее температурного режима пожара представлены на рис.2.4

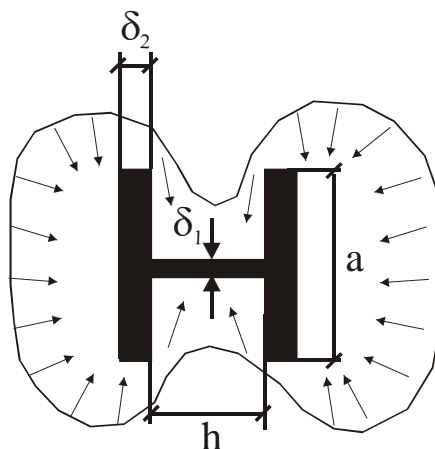


Рис. 2.4

Геометрические размеры колонны:

$a=360$  мм,  $h=360$  мм,  $\delta_1=16$  мм,  $\delta_2=16$  мм.



**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. 2.4)

2. Определяем площадь поперечного сечения нижнего пояса фермы:

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

3. Определяем значение обогреваемой части периметра поперечного сечения нижнего пояса фермы:

$$U = 2 \cdot [36 + (2 \cdot 1,6) + (36 - 1,6)] + (2 \cdot 36) = 219,2 \text{ см}$$

4. Определяем значение приведенной толщины металла  $t_{red}$  рассматриваемой конструкции по формуле (1):

$$t_{red} = \frac{A}{U},$$

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

$$t_{red} = \frac{A}{U} = \frac{172,8}{219,2} = 0,79 \text{ см}$$

6. Определяем искомый предел огнестойкости заданной колонны

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

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

**Пример 4**

Определить предел огнестойкости металлической фермы.

**Дано:**

Металлическая ферма, полигональная, двухскатная, пролетом 12 м.

Поперечное сечение металлической колонны и схема воздействия на нее температурного режима пожара представлены на рис.2.5

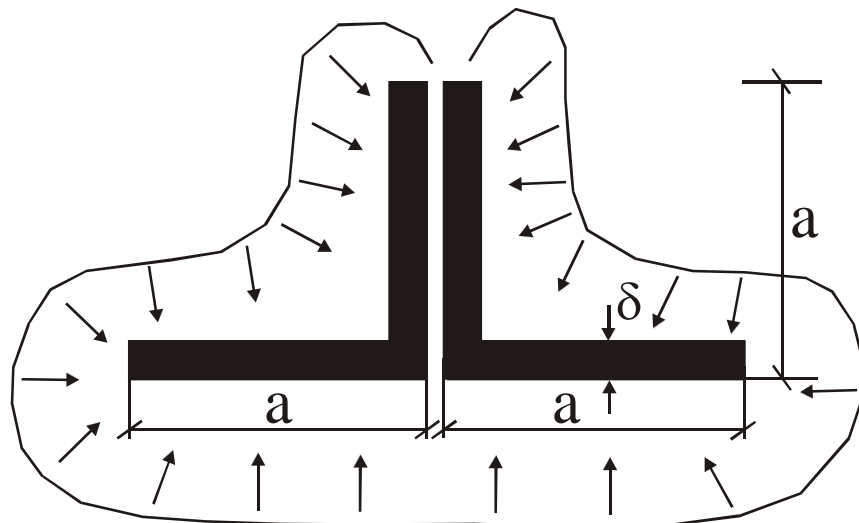


Рис. 2.5

Геометрические размеры нижнего пояса металлической фермы:  $a = 125 \text{ мм}$ ,  $\delta = 16 \text{ мм}$ .

**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.2)

2. Определяем площадь поперечного сечения нижнего пояса фермы:

$$A = 2 \cdot a \cdot \delta + 2 \cdot (a - \delta) \cdot \delta = 4 \cdot a \cdot \delta - 2 \cdot \delta^2 = 2 \cdot \delta (2 \cdot a - \delta) = 2 \cdot 1,6 (2 \cdot 12,5 - 1,6) = 74,9 \text{ см}^2$$

3. Определяем значение обогреваемой части периметра поперечного сечения нижнего пояса фермы:

$$U = 2 \cdot a + 4 \cdot \delta + 4(a - \delta) = 6 \cdot a = 6 \cdot 12,5 = 75 \text{ см}^2.$$

4. Определяем значение приведенной толщины металла  $t_{red}$  рассматриваемой конструкции по формуле (1):

$$t_{red} = \frac{A}{U},$$
$$t_{red} = \frac{A}{U} = \frac{74,9}{75} = 1 \text{ см}$$

5. Определяем значение искомого предела огнестойкости заданной фермы:

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

при  $t_{red} = 1 \text{ см}$ ,  $\tau_{f.r.}^{\phi} = R15$ .

### Самостоятельная задача 3

*Определить предел огнестойкости металлической колонны.*

*Поперечное сечение металлической колонны и схема воздействия на нее температурного режима пожара представлены на рис. 2.6.*

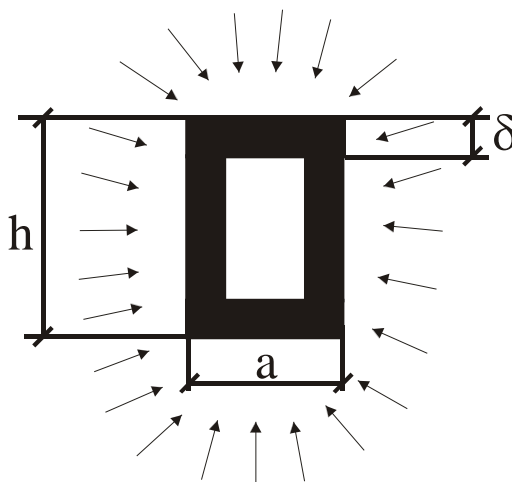


Рис. 2.6

*Геометрические размеры колонны:  $a = 250 \text{ мм}$ ,  $h = 400 \text{ мм}$ ,  $\delta = 15 \text{ мм}$ .*

### Литература:

1. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М., Ассоциация «Пожнаука», 2001.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

### Пределы огнестойкости несущих металлических конструкций (извлечение из табл. 9.2.9 раздела 9.2.3 книги Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М., Пожнаука, 2001)

№ п/п	Краткая характеристика конструкции	Размеры, см	Предел огнестойкости, мин.
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 $t_{red}$ указанной в столбце 3	$t_{red}=0,3$ 0,5 1,0 1,5 2,0 3,0	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 полки конструкции с толщиной металла $t$ нижнего пояса, указанной в столбце 3	$t=0,5$ 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 4,0	R 18 R 21 R 27 R 30 R 33 R 36 R 42
3	Стальные балки перекрытий и конструкций лестниц при огнезащите по сетке слоем бетона или штукатурки, толщиной $a$	$a=1$ 2 3	R 45 R 90 R 150

## 2.2. Оценка огнестойкости бетонных и железобетонных строительных конструкций

В отличие от металлических конструкций, для которых основополагающей величиной при оценке предела огнестойкости по потере прочности (R) является приведенная толщина ( $t_{red}$ ) поперечного сечения, для оценки огнестойкости железобетонной конструкции по признаку потери прочности (R) необходимо знать:

- вид бетона;
- минимальное расстояние от обогреваемой поверхности до оси рабочей арматуры;
- размеры сечения конструкции;
- схему опирания;

а для оценки огнестойкости железобетонной конструкции по признаку потери теплоизолирующей способности (I) необходимо знать:

- вид бетона;
- толщину конструкции (для конструкций с внутренними пустотами – эффективную толщину конструкции).

Примечание: Оценка и расчет огнестойкости железобетонных строительных конструкций по признаку потери целостности (E) является сложной задачей и в данном разделе не рассматривается.

### 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 [1].

2. Пределы огнестойкости несущих конструкций, указанные в табл. 9.2.1-9.2.7, приведены для полных нормативных нагрузок с соотношением длительно действующей части нагрузки к полной нагрузке равным 1. Если 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 таблицах 9.2.1-9.2.3 относятся к арматурным сталям классов А-I (А240), А-II (А300), А-IIIв (А400в), А-IV (А600), А-V (А800), А<sub>T</sub>-IV (А<sub>T</sub>600), А<sub>T</sub>-V (А<sub>T</sub>800), и критической температуре их прогрева при пожаре, равной 500 °С.

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

$$a = \frac{A_1 \cdot a_1 + A_2 \cdot a_2 + \dots + A_n \cdot a_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^N A_i a_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$$

Отличие критических температур прогрева при пожаре для других классов арматуры, не указанных в п. 3, 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 (А400)– коэффициент 1,2;

б) сталями класса А-VI (А1000); А<sub>т</sub>-VI (А<sub>т</sub>1000); А<sub>т</sub>-VII (А<sub>т</sub>1200); В-I; В<sub>р</sub>-I – коэффициент 0,9;

в) высокопрочной арматурной проволокой классов В-II, В<sub>р</sub>-II или арматурными канатами класса К-7, коэффициент – 0,8.

5. Если плита пустотная, то предел огнестойкости по признаку потери прочности определяется как для плиты сплошного сечения, а полученный результат умножается на коэффициент 0,9.

*Примеры оценки пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций*

**Пример 1.** Определить предел огнестойкости железобетонной плиты перекрытия жилого здания.

**Дано:** Железобетонная многопустотная плита перекрытия, размерами: пролет  $l=5,9$  м; ширина  $b=1,2$  м; толщина  $h=0,16$  м (см. рис.1). Растянутая арматура кл. А-IIIв (А-400в), шесть стержней диаметром  $d_s=12$  мм. Бетон тяжёлый, класса В15, толщина защитного слоя бетона до низа растянутой арматуры  $\delta=0,02$  м. Железобетонная плита свободна опираемая.

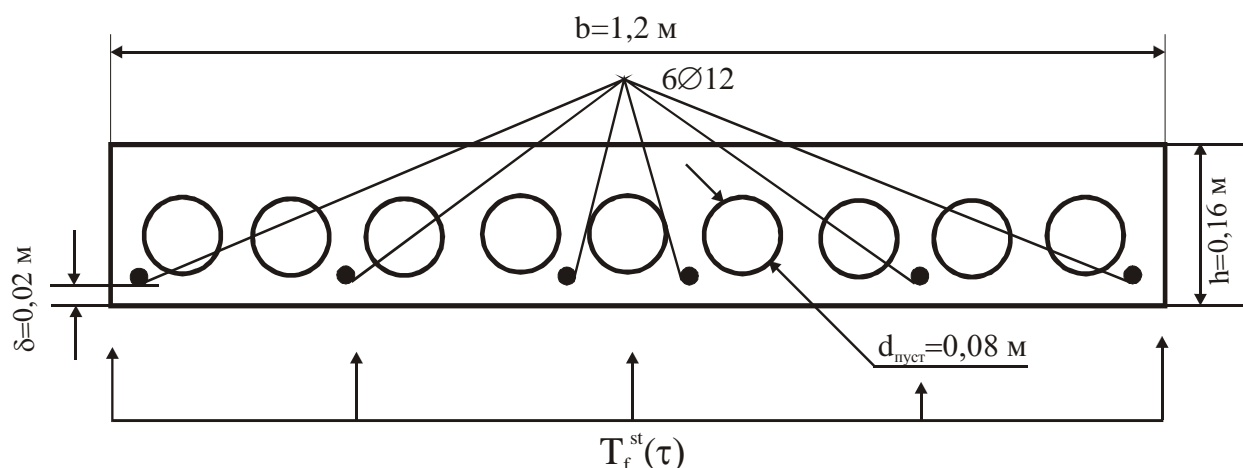


Рис. 1. Поперечное сечение заданной многопустотной железобетонной плиты перекрытия и принятая схема воздействия пожара на плиту

### 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 защитным слоем бетона.

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

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

3.1. Для оценки огнестойкости железобетонной плиты перекрытия по признаку «R» (потере несущей способности) такой величиной является параметр  $a$  равный:

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

3.2. Для оценки огнестойкости железобетонной плиты перекрытия по признаку «I» (потере теплоизолирующей способности) такой величиной является толщина плиты  $h$  (в случае, если плита сплошная) и эффективная толщина плиты  $h_{эфф} < h$  (в случае, если плита пустотная).

В нашем случае:

$$h_{эфф} = \frac{b \cdot h - 9 \cdot \frac{\pi \cdot d_{пуст}^2}{4}}{b},$$

$$h_{эфф} = \frac{1,2 \cdot 0,16 - 9 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,08^2}{4}}{1,2} = 0,12 \text{ м}$$

4. Определяем пределы огнестойкости заданной плиты

4.1. По признаку «R», согласно табл. 9.2.1 и примечаний к этой таблице имеем: при  $a=0,026$  м;  $\tau_{f,r}(R) = 0,9 \cdot 60 = R54$  (коэффициент 0,9 появился по причине того, что плита является не сплошной, а пустотной).

4.2. По признаку «I», согласно табл. 9.2.1 и примечания 4 к этой таблице, имеем:

$$\text{при } h_{эфф}=0,12 \text{ м; } \tau_{f,r}(I) = I120$$

**Пример 2.** Определить предел огнестойкости железобетонной плиты для перекрытия многоэтажных производственных зданий.

**Дано:** Железобетонная ребристая плита, размерами:  $l=5650$  мм,  $b=1485$  мм,  $h=300$  мм.

Арматура горячекатаная, легированная, периодического профиля кл. А-IV (А600), диаметр  $d_s=20$  мм.

Бетон – тяжелый, плотностью  $\rho=2300$  кг/м<sup>3</sup>.

Поперечное сечение плиты представлено на рис. 2. Толщина защитного слоя бетона до края рабочей арматуры – 25 мм. Ширина ребра плиты – 80 мм.

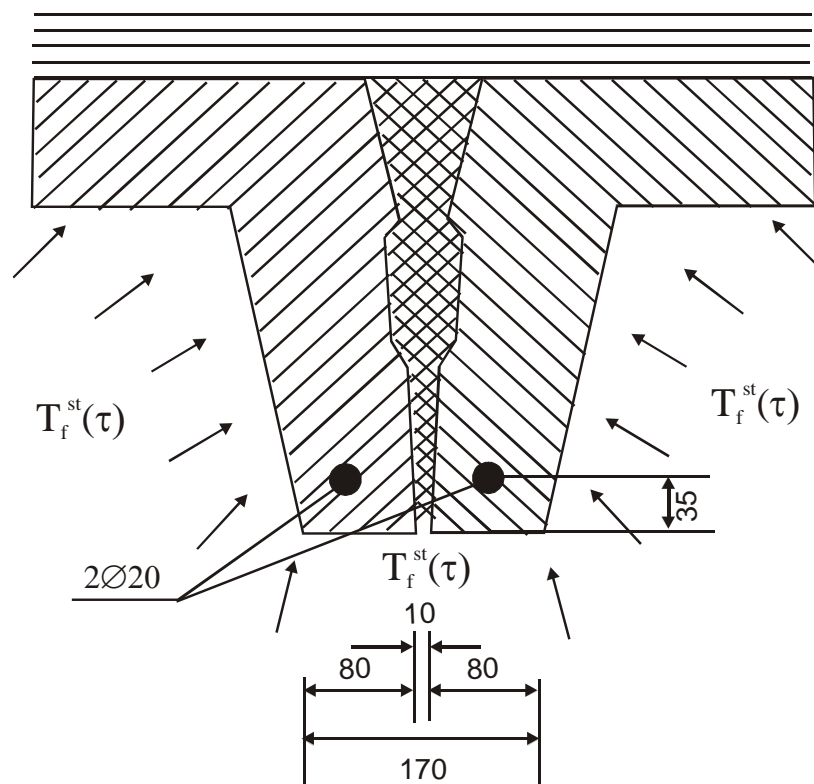


Рис. 2. Принятая схема воздействия пожара на плиту по примеру и геометрические характеристики, необходимые для оценки ее огнестойкости

#### Решение:

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

Т.к. 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 (табл. 9.2.2, разд. 9.2.1 [1]), предназначенным для определения пределов огнестойкости статически определимых свободно опертых балок из тяжелого бетона, нагреваемых с 3-х сторон.

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

Ширина сдвоенного ребра соседних плит:

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

Расстояние до оси рабочей арматуры:

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

Определяем искомое значение предела огнестойкости рассматриваемой плиты, как предел огнестойкости балки, образованной из сдвоенных ребер соседних плит:

Согласно табл. 9.2.2, разд. 9, для значения  $a=35\text{ мм}$  и  $b=170\text{ мм}$ , получаем значение предела огнестойкости рассматриваемой плиты:

$$\tau_{f,r}(R) = R60$$

**Пример 3.** Определить предел огнестойкости железобетонной фермы из тяжелого бетона.

**Решение:**

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 фермы.

Его сечение и схема воздействия пожара приведены на рис. 3.

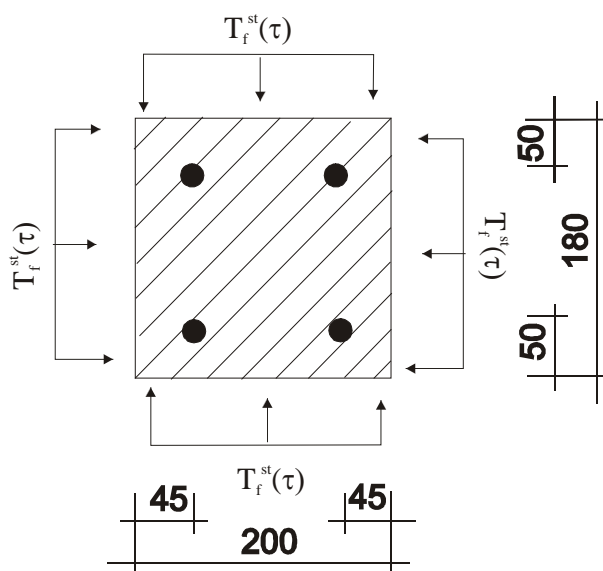


Рис. 3. Поперечное сечение нижнего пояса заданной железобетонной фермы и схема воздействия пожара на этот элемент.

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. 9.2.1.

Определяем искомое значение предела огнестойкости заданной фермы.

При минимальной ширине поперечного сечения элемента  $b=180$  мм и расстояние от поверхности элемента до оси рабочей арматуры  $a=45$  мм имеем:

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



**Данные о фактических пределах огнестойкости  
бетонных и железобетонных конструкций**

Таблица 1 (табл. 9.2.1 раздел 9 [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
	Опираие по двум сторонам или по контуру при $l_y/l_x \geq 1,5$	$a$	10	15	25	35	45	60	70
	Опираие по контуру $l_y/l_x < 1,5$	$a$	10	10	10	15	20	30	40
Легкий ( $\gamma_b = 1,2$ т/м <sup>3</sup> )	Толщина плиты	$t$	30	40	60	75	90	105	120
	Опираие по двум сторонам или по контуру при $l_y/l_x \geq 1,5$	$a$	10	10	20	30	40	50	55
	Опираие 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 “Т”, а расстояние до оси арматуры – значение предела огнестойкости по признаку “R”.
- 2) Пределы огнестойкости многопустотных и ребристых с ребрами вверх панелей и настилов следует принимать по таблице 1, умножая их на коэффициент 0,9.
- 3) Пределы огнестойкости статически неопределимых конструкций 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 многопустотной плиты для оценки предела огнестойкости определяется делением площади поперечного сечения плиты, за вычетом площади пустот, на ее ширину.

**Пределы огнестойкости статически определимых свободно опертых балок из тяжелого бетона, нагреваемых с 3-х сторон.**

Пределы огнестойкости балок из тяжелого бетона, мин.	Ширина балки <i>b</i> и расстояние до оси арматуры <i>a</i>	Минимальные размеры железобетонных балок, мм				Минимальная ширина ребра $b_w$ , мм
1	2	3				4
30	<i>b</i>	80	120	160	200	80
	<i>a</i>	25	15	10	10	
60	<i>b</i>	120	160	200	300	100
	<i>a</i>	40	35	30	25	
90	<i>b</i>	150	200	280	400	100
	<i>a</i>	55	45	40	35	
120	<i>b</i>	200	240	300	500	120
	<i>a</i>	65	55	50	45	
150	<i>b</i>	240	300	400	600	140
	<i>a</i>	80	70	65	60	
180	<i>b</i>	280	350	500	700	160
	<i>a</i>	90	80	75	70	

**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 таблицей 2 нельзя.
- 2) Пределы огнестойкости статически неопределимых конструкций 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.

**Пределы огнестойкости растянутых железобетонных элементов  
(растянутые элементы ферм, арок, обогреваемых со всех сторон)**

Вид бетона	Толщина стены $b$ и расстояние до оси арматуры $a$	Минимальные размеры железобетонных стен, 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 ( $\gamma_g = 1,2$ т/м <sup>3</sup> )	$b$	80	120	150	200	240	280
	$a$	25	35	45	55	65	70

**Примечание:**

Полная площадь поперечного сечения бетона элемента должна быть не менее  $2b_{\min}^2$ , где  $b_{\min}$  – соответствующий размер для  $b$  в табл. 7.

**Литература:**

1. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М., Ассоциация «Пожнаука», 2001.

## Тема 3. Расчет пределов огнестойкости строительных конструкций

### 3.1. Расчет пределов огнестойкости металлических конструкций

#### Факторы, определяющие огнестойкость металлических конструкций.

Предел огнестойкости металлической конструкции наступает:

а) в результате потери прочности

**Примечание:** *Прочность* твёрдых тел, в широком смысле — свойство твёрдых тел сопротивляться разрушению (разделению на части), а также необратимому изменению формы (пластической деформации) под действием внешних нагрузок. В узком смысле — сопротивление разрушению.

б) за счет потери устойчивости

**Примечание:** *Устойчивость упругих систем*, свойство упругих систем возвращаться к состоянию равновесия после малых отклонений их из этого состояния.

Тому и другому случаю соответствует определенная температура нагрева конструкции, называемая критической ( $t_{кр}$ ), которая, в свою очередь, зависит:

а) от вида конструкции (профиля сечения)

б) размеров конструкции

в) схемы опирания

г) схемы нагружения

д) величины рабочей (нормативной) нагрузки

**Примечание:** *Нормативная нагрузка* в строительной механике, наибольшая [нагрузка](#), отвечающая нормальным условиям эксплуатации зданий и сооружений; используется при расчётах конструкций по [предельным состояниям](#).

е) условий обогрева конструкции (с одной или нескольких сторон)

ж) марки металла

Расчеты пределов огнестойкости металлических конструкций связаны с решением прочностной (статической) и теплотехнической задач.

#### Прочностная (статическая) задача.

При решении прочностной (статической) задачи определяется величина напряжений от нормативной нагрузки в наиболее нагруженном сечении конструкции. При равенстве этих напряжений нормативному сопротивлению металла считается, что сечение конструкции утратит способность сопротивляться действию нормативной нагрузки. Поскольку нормативное сопротивление металла снижается при увеличении температуры, то это равенство будет определять критическую температуру конструкции, т.е. температуру до которой можно нагреть конструкцию при данной величине напряжений в сечении конструкции.

### Теплотехническая задача.

При решении теплотехнической задачи определяется время прогрева конструкции до критической температуры. При этом принимается, что конструкции обогриваются в условиях стандартного температурного режима пожара при граничных условиях 3-го рода (с учетом теплообмена конструкции с окружающей средой).

Расчет огнестойкости конструкций целесообразно начинать с прочностной части, т.е. с определения критических напряжений и, следовательно, критической температуры конструкции. Далее производят теплотехнический расчет, в результате чего находят время прогрева конструкции до критической температуры, т.е. ее предел огнестойкости.

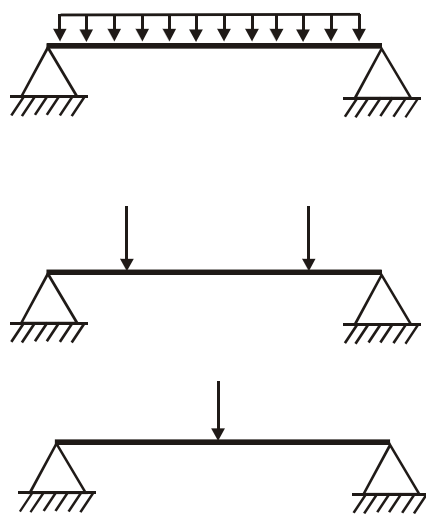
## 3.2. Определение температурного коэффициента снижения прочности стали $\gamma_{tem}$ для металлических конструкций в различных схемах нагрузки

Температурный коэффициент снижения прочности стали  $\gamma_{tem}$  определяется отношением величины напряжения в наиболее нагруженном сечении конструкции к ее нормативному сопротивлению по пределу текучести:

$$\gamma_{tem} = \frac{\sigma_n}{R_{yn}}$$

### 3.2.1. Температурный коэффициент снижения прочности стали для изгибаемых элементов.

Для изгибаемых элементов (см. рис. 4.1)



(рис. 4.1)

критическое состояние сечений изгибаемых конструкций определяет следующее равенство:

$$\sigma_n = \frac{M_n}{W_{nl}} = \gamma_{tem} \cdot R_{yn},$$

где:

$\sigma_n$  - нормальные напряжения в сечении конструкции,  $H/m^2$  или  $Па$ ;

$M_n$  - изгибающий момент от нормативной нагрузки в сечении конструкции,  $H\cdot м$ ;

$W_{nl}$  - пластический момент сопротивления сечения,  $м^3$ ;

$\gamma_{tem}$  - температурный коэффициент снижения сопротивления стали;

$R_{yn}$  - нормативное сопротивление стали по пределу текучести,  $Па$ .

$$W_{nl} = W \cdot C ,$$

где:

$W$  - момент сопротивления сечения,  $м^3$ ;

$C$  - коэффициент развития пластических деформаций.

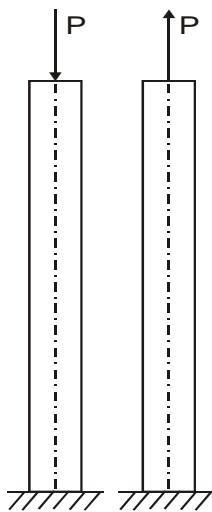
При расчетах пределов огнестойкости значения коэффициента  $C$  следует принимать равными:

- для прямоугольного сечения – 1,5;
- для двутавров и швеллеров – 1,17;
- для труб – 1,25.

Отсюда:

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{W \cdot C \cdot R_{yn}}$$

### 3.2.2. Температурный коэффициент снижения прочности стали для растянутых и сжатых элементов.



Для центрально растянутых и сжатых элементов критическое состояние сечений конструкций определяет следующее равенство:

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A} = \gamma_{tem} \cdot R_{yn} ,$$

где:

$N_n$  - нормативная нагрузка (осевая сила),  $H$ ;

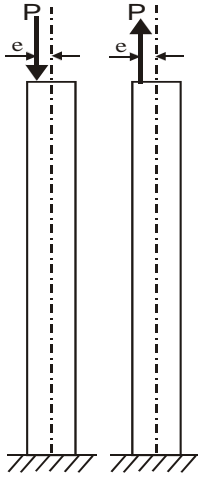
$A$  - площадь сечения,  $м^2$ ;

$\gamma_{tem}$  - температурный коэффициент снижения сопротивления стали;

$R_{yn}$  - нормативное сопротивление стали по пределу текучести,  $Па$ .

Из этого равенства следует формула для вычисления критических значений  $\gamma_{tem}$ .

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn} \cdot A}$$



Для внецентренно растянутых и сжатых элементов (действие осевой силы с изгибом) критическое состояние сечения конструкции определяет следующее равенство:

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A} + \frac{N_n \cdot e}{W_{nl}} = \gamma_{tem} \cdot R_{yn},$$

где:

$W$  - момент сопротивления сечения,  $m^3$ ;

$C$  - коэффициент развития пластических деформаций;

$e$  - эксцентриситет,  $m$ .

Из этого равенства следует формула для вычисления критических значений  $\gamma_{tem}$ .

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn}} \cdot \left[ \frac{1}{A} + \frac{e}{W_{nl}} \right]$$

### 3.3. Определение критической температуры $t_{кр}$

#### 3.3.1. Критическая температура прогрева для растянутых и изгибаемых элементов.

Для растянутых элементов и изгибаемых элементов критическая температура определяется в зависимости от найденного значения  $\gamma_{tem}$  по следующим формулам:

$$\text{При } \gamma_{tem} < 0,6 \quad t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem}$$

$$\text{При } \gamma_{tem} \geq 0,6 \quad t_{кр} = 1330 \cdot (1 - \gamma_{tem})$$

#### 3.3.2. Критическая температура прогрева для центрально-сжатых элементов.

Для центрально сжатых элементов критическая температура определяется с учетом возможной потери устойчивости этих элементов. Потерю устойчивости элемента определяет начальная (до пожара) разность между критической деформацией устойчивости и деформацией от действия нагрузки.

$$\Delta \varepsilon = \left( \frac{\pi}{\lambda} \right)^2 - \frac{\sigma_n}{E},$$

где:  $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$  - гибкость элемента;

$i$  - радиус инерции сечения в плоскости возможного изгиба,  $m$ ;

$l_{ef} = \mu \cdot l$  - расчетная длина элемента,  $m$ ;

$l$  - конструктивная длина элемента,  $m$ ;

$\mu$  - коэффициент расчетной длины (табл. 71а СНиП II-23-81\*)

Схема закрепления и вид нагрузки			
$\mu$	1,0	0,7	0,5

( $\mu=1$  - для шарнирного опирания по концам,  $\mu=0,7$  – для жесткого закрепления внизу и шарнирного опирания сверху,  $\mu=0,5$  - для жесткого закрепления концов);

$E$  - модуль упругости стали, Па (для прокатной стали  $E=2,06 \cdot 10^{11}$  Па, табл. 63 СНиП II-23-81\*).

Критическая температура центрально сжатых элементов определяется по таблице в зависимости от вычисленных значений  $\gamma_{tem}$  и  $\Delta\varepsilon$  (приложение II [1])

$\Delta\varepsilon \cdot 10^4$	Критическая температура $t_{кр}$ ( $^{\circ}\text{C}$ ) при значениях $\gamma_{tem}$							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0	20	20	20	20	20	20	20	20
1	490	366	306	267	238	220	204	189
2	634	521	427	379	340	311	284	232
3	658	603	520	456	409	372	345	246
4	672	630	577	512	465	423	373	252
5	681	641	598	544	496	451	386	255
6	686	647	607	558	517	468	389	257
7	689	650	610	564	523	476	392	259
8	692	652	612	569	526	479	394	261
10	696	656	614	572	529	483	396	263
12	700	658	616	573	529	485	398	265
14	702	660	617	573	529	485	398	265
16	704	661	617	574	530	486	399	266
18	705	662	618	574	530	486	399	266
20	706	662	618	574	530	486	399	266

При значениях  $\Delta\varepsilon > 20 \cdot 10^{-4}$  критическую температуру следует определять по формулам:

$$\text{При } \gamma_{tem} < 0,6 \quad t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem}$$

$$\text{При } \gamma_{tem} \geq 0,6 \quad t_{кр} = 1330 \cdot (1 - \gamma_{tem})$$

Зная критическую температуру прогрева металлической конструкции  $t_{кр}$  на основе определенной величины приведенной толщины сечения  $t_{red} = \frac{A}{U}$ , где  $A$  - площадь сечения без учета скруглений,  $U$  - обогреваемая часть периметра сечения, определяется время достижения предела огнестойкости металлической конструкции по следующей таблице.



**Температура прогрева незащищенных стальных пластин  
(приложение III [1])**

t <sub>ред</sub> , мм	Температура (°С) прогрева незащищенных стальных пластин (мин.)								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	569	675	736	780	813	841	864	884	902
1	488	653	721	769	803	837	861	882	900
2	415	621	706	759	795	833	857	880	897
3	351	592	689	748	786	828	853	878	894
4	296	561	670	736	777	823	849	875	891
6	212	495	626	709	758	810	839	868	884
8	163	421	576	680	738	795	827	860	876
10	150	342	519	647	718	778	814	850	868
15	116	276	431	552	656	722	773	817	843
20	98	217	352	473	571	660	724	774	813

Литература:

1. В.М. Бубнов. Задачи и упражнения по огнестойкости строительных конструкций. Методическое пособие. М.: Академия ГПС МЧС России, 2004.

### 3.4. Примеры решения задач на определение огнестойкости металлических конструкций

#### Пример 1.

#### Расчет фактического предела огнестойкости металлической балки.

Дано:

Металлическая шарнирноопертая балка, пролетом  $l=6$  м. Сечение двутавр №36 по ГОСТ 8239 (горячекатанный с уклоном граней полков). Двутавр изготовлен из стали С 245 ( $R_{ym}=245$  МПа, см. табл. 51\* СНиП II-23-81). Нагрузка на балку – центрально симметричная равномерно распределенная -  $q_n=15$  кН/м.

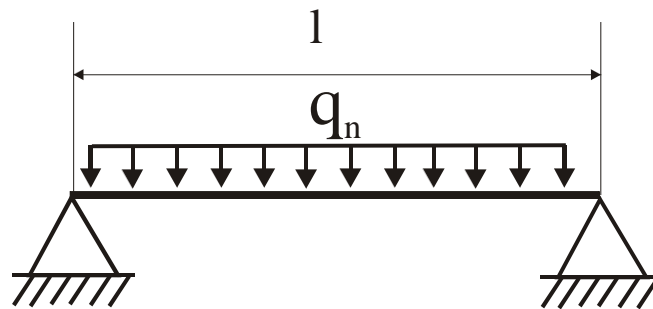
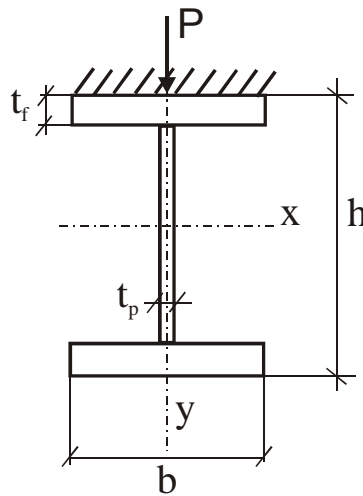


Рис.



Геометрические характеристики сечения двутавра № 36 по ГОСТ 8239.

$h$ , мм	$b$ , мм	$t_f$ , мм	$t_p$ , мм	$A$ , см <sup>2</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
360	145	7,5	12,3	61,9	743	14,7	71,1	2,89

Решение:

Для того, чтобы найти предел огнестойкости заданной нагруженной металлической балки нам необходимо найти  $\gamma_{tem}$  - температурный коэффициент снижения сопротивления стали.

Для изгибаемых элементов:

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{W \cdot C \cdot R_{yn}},$$

где  $M_n$  - максимальный изгибающий момент от нормативной нагрузки,  $Нм$ ;

$R_{yn}$  - нормативное сопротивление стали по пределу текучести,  $Па$ ;

$W$  - момент сопротивления сечения,  $м^3$ ;

$C$  - коэффициент развития пластических деформаций.

$M_n$  находится в зависимости от схемы опирания конструкции и схемы приложения нагрузки.

Для случая равномерно нагруженной шарнирноопертой балки (см. рис.).

$$M_n = \frac{q_n \cdot l^2}{8},$$

$$M_n = \frac{15 \cdot 6^2}{8} = 67,5 \text{ кНм} = 67,5 \cdot 10^3 \text{ Нм}$$

Предел текучести  $R_{yn}$  определяется маркой стали, из которой сделана конструкция, и по условию задачи составляет:  $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$ .

Значение коэффициента  $C$  следует принимать в зависимости от вида сечения, в данном случае для двутавра  $C=1,17$ .

Момент сопротивления сечения для несимметричного сечения ( $W_x$  или  $W_y$ ) берется в зависимости от схемы приложения нагрузки.

Например, для двутавра при схеме приложения нагрузки (рис.1)

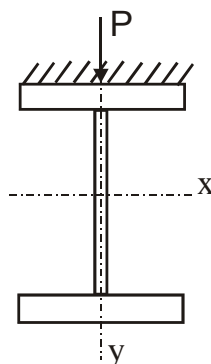


рис. 1

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{W_x \cdot C \cdot R_{yn}}$$

а при схеме приложения нагрузки (рис. 2)

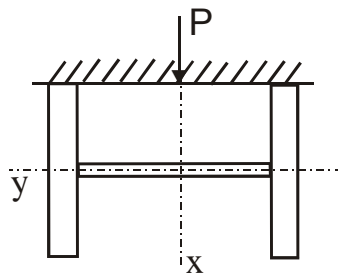


рис.2

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{W_y \cdot C \cdot R_{yn}}$$

В нашем случае (см. рис. ):

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{W_x \cdot C \cdot R_{yn}} = \frac{67,5 \cdot 10^3}{7,43 \cdot 10^{-4} \cdot 1,17 \cdot 245 \cdot 10^6} = 0,32$$

После определения  $\gamma_{tem}$  определяем критическую температуру  $t_{кр}$ .

Для растянутых и изгибаемых элементов критическая температура определяется в зависимости от найденного значения  $\gamma_{tem}$  по следующей формуле:

$$\text{При } \gamma_{tem} < 0,6 \quad t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem}$$

$$t_{кр} = 750 - 440 \cdot 0,32 = 609^\circ\text{C}$$

После определения  $t_{кр}$  возможно (после определения приведенной толщины сечения  $t_{red}$ ) определение фактического предела огнестойкости рассматриваемой нагруженной балки.

Определим  $t_{red}$ :

$$\text{По определению: } t_{red} = \frac{A}{U - a}$$

$$U - a = 2 \cdot (h - 2t_f) + 3 \cdot b - 2 \cdot t_p + 4 \cdot t_f = 2 \cdot h + 3 \cdot b - 2 \cdot t_p$$

$$U - a = 2 \cdot 360 + 3 \cdot 145 - 2 \cdot 7,5 = 720 + 435 - 2 \cdot 7,5 = 1140 \text{ мм}$$

$$t_{red} = \frac{A}{U - a} = \frac{6190}{1140} = 5,4 \text{ мм}$$

Зная  $t_{red}$  и  $t_{кр}$  можно определить предел огнестойкости металлической конструкции  $P_\phi$  по таблице (приложение III [1]).

Таблица (приложение III [1]).

$t_{red}$ , мм	Температура (°C) прогрева незащищенных стальных пластин (мин.)								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	569	675	736	780	813	841	864	884	902
1	488	653	721	769	803	837	861	882	900
2	415	621	706	759	795	833	857	880	897
3	351	592	689	748	786	828	853	878	894
4	296	561	670	736	777	823	849	875	891
6	212	495	626	709	758	810	839	868	884
8	163	421	576	680	738	795	827	860	876
10	150	342	519	647	718	778	814	850	868
15	116	276	431	552	656	722	773	817	843
20	98	217	352	473	571	660	724	774	813

**Порядок интерполяции:**

1. Выбирают в таблице значение  $t_{red1} < t_{red}$  и определяют время при этом значении:

$$\tau_1 = \tau_{12} - \frac{\tau_{12} - \tau_{11}}{t_{12} - t_{11}}(t_{12} - t_{кр}) \quad (1)$$

где  $t_{12}$  и  $t_{11}$  - ближайšie к  $t_{кр}$  табличные значения температуры.

2. Выбирают в таблице значение  $t_{red2} > t_{red}$  и определяют время при этом значении:

$$\tau_2 = \tau_{22} - \frac{\tau_{22} - \tau_{21}}{t_{22} - t_{21}}(t_{22} - t_{кр}) \quad (2)$$

3. Определяют предел огнестойкости

$$П_{\phi} = \tau_2 - \frac{\tau_2 - \tau_1}{t_{red2} - t_{red1}}(t_{red2} - t_{red}) \quad (3)$$

В нашем случае  $t_{red} = 5,4$  мм, а  $t_{кр} = 609$  °C и хотим найти предел огнестойкости

$П_{\phi}$ :

1.  $t_{red} = 5,4$  мм лежит между значениями таблицы  $t_{red} = 4$  мм и  $t_{red} = 6$  мм, поэтому  $t_{red1} = 4$  мм (т.к.  $t_{red1} < t_{red}$ ), а  $t_{red2} = 6$  мм (т.к.  $t_{red2} > t_{red}$ ).
2. Ближайšie к  $t_{кр} = 609$  °C температуры, соответствующие  $t_{red1} = 4$  мм лежат в диапазоне температур 561 и 670 °C, сл-но  $t_{11} = 561$  °C, а  $t_{12} = 670$  °C, а соответствующие им значения времени равны 10 и 15 мин., т.е.  $\tau_{11} = 10$  мин., а  $\tau_{12} = 15$  мин.

Подставляем значения в формулу (1):

$$\tau_1 = 15 - \frac{15 - 10}{670 - 561} \cdot (670 - 609) = 12,2 \text{ мин.}$$

3. Ближайšie к  $t_{кр} = 609$  °C температуры, соответствующие  $t_{red2} = 6$  мм лежат в диапазоне температур 495 и 626 °C, сл-но  $t_{21} = 495$  °C, а  $t_{22} = 626$  °C, а

соответствующие им значения времени также 10 и 15 мин., т.е.  $\tau_{21}=10$  мин., а  $\tau_{22}=15$  мин.

Подставляем значения в формулу (2):

$$\tau_2 = 15 - \frac{15-10}{626-495} \cdot (626-609) = 14,35 \text{ мин.}$$

4. Подставляем значения в формулу (3) и определяем предел огнестойкости  $\Pi_\phi$

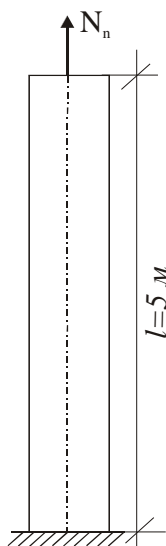
$$\Pi_\phi = 14,35 - \frac{14,35-12,2}{6-4} \cdot (6-5,4) = 13,3 \text{ мин.}$$

### Пример 2.

#### Расчет фактического предела огнестойкости центрально растянутого элемента.

Дано:

Труба стальная 159x8 мм длиной  $l=5$  м. Труба изготовлена из стали с  $R_{yn} = 265$  МПа, нормативная нагрузка  $N_n = 330$  кН. Условия обогрева по всему наружному периметру.



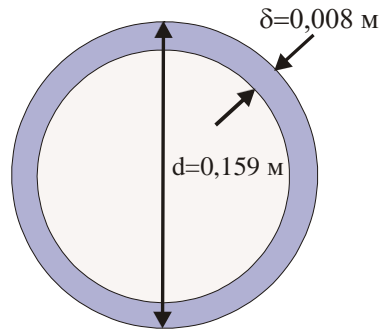
Решение:

1. Для того, чтобы найти предел огнестойкости заданной металлической балки нам необходимо найти  $\gamma_{tem}$  - температурный коэффициент снижения сопротивления стали.

Для центрально растянутых и сжатых элементов:

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn} \cdot A}$$

Найдем значение  $A$  (см. рис.):



$$A = \pi \cdot \left[ \frac{d^2}{4} - \frac{(d - 2\delta)^2}{4} \right] = \pi\delta(d - \delta) = 3,14 \cdot 0,008 \cdot (0,159 - 0,008) = 3,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn} \cdot A} = \frac{330 \cdot 10^3}{265 \cdot 10^6 \cdot 3,8 \cdot 10^{-3}} = 0,33$$

После определения  $\gamma_{tem}$  определяем критическую температуру  $t_{кр}$ .

Для растянутых элементов критическая температура определяется в зависимости от найденного значения  $\gamma_{tem}$  по следующим формулам:

При  $\gamma_{tem} < 0,6$   $t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem}$

Отсюда:  $t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem} = 750 - 440 \cdot 0,33 = 605 \text{ }^\circ\text{C}$ .

После определения  $t_{кр}$  возможно после определения приведенной толщины сечения  $t_{red}$  определение фактического предела огнестойкости рассматриваемой балки.

Определим  $t_{red}$ :

$$t_{red} = \frac{A}{U} = \frac{\pi \cdot \delta \cdot (d - \delta)}{\pi \cdot d} = \frac{\delta \cdot (d - \delta)}{d} = \frac{8 \cdot (159 - 8)}{159} = 7,6 \text{ мм}$$

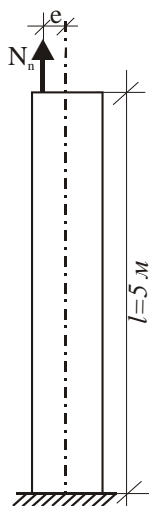
Далее определяем по таблице приложения III предел огнестойкости аналогично тому, как это было сделано в примере 1.

### Пример 3.

#### Расчет фактического предела огнестойкости внецентренно растянутого элемента.

Дано:

Труба стальная 159x8 мм длиной  $l = 5$  м. Труба изготовлена из стали с  $R_{yn} = 265$  МПа, нормативная нагрузка  $N_n = 330$  кН, эксцентриситет  $e = 5$  мм. Условия обогрева по всему наружному периметру.



Решение:

1. Для того, чтобы найти предел огнестойкости заданной металлической балки нам необходимо найти  $\gamma_{tem}$  - температурный коэффициент снижения сопротивления стали. Для внецентренно растянутых и сжатых элементов:

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn}} \cdot \left[ \frac{1}{A} + \frac{e}{W \cdot C} \right]$$

Значение  $A$  было найдено в примере 2.

Для трубы момент сопротивления сечения  $W = \frac{2 \cdot A \cdot i^2}{d}$ ,

где  $i$  - радиус инерции сечения, м

$$i = \sqrt{\frac{(d - \delta)^2 + \delta^2}{8}} = \sqrt{\frac{(0,159 - 0,008)^2 + (0,008)^2}{8}} = 0,053 \text{ м}$$

$$W = \frac{2 \cdot A \cdot i^2}{d} = \frac{2 \cdot 3,8 \cdot 10^{-3} \cdot (0,053)^2}{0,159} = 0,134 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Найдем  $\gamma_{tem}$ :

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn}} \cdot \left[ \frac{1}{A} + \frac{e}{W \cdot C} \right] = \frac{330 \cdot 10^3}{265 \cdot 10^6} \cdot \left[ \frac{1}{3,8 \cdot 10^{-3}} + \frac{0,005}{0,134 \cdot 10^{-3} \cdot 1,25} \right] = 0,365$$

После определения  $\gamma_{tem}$  определяем критическую температуру  $t_{кр}$ .

Для растянутых элементов критическая температура определяется в зависимости от найденного значения  $\gamma_{tem}$  по следующим формулам:

$$\text{При } \gamma_{tem} < 0,6 \quad t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem}$$

$$\text{Отсюда: } t_{кр} = 750 - 440 \cdot \gamma_{tem} = 750 - 440 \cdot 0,365 = 589 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Из предыдущего примера  $t_{red} = 7,6$  мм.

Далее определяем по таблице приложения III предел огнестойкости аналогично тому, как это было сделано в примере 1.

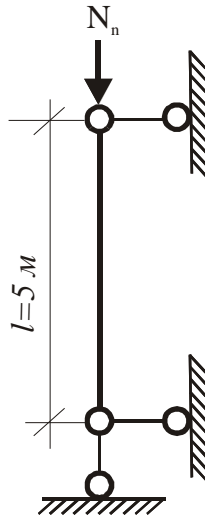


#### Пример 4.

#### Расчет фактического предела огнестойкости центрально сжатого элемента.

Дано:

Труба стальная 159x8 мм длиной  $l = 5$  м. Труба изготовлена из стали с  $R_{yn} = 265$  МПа, нормативная нагрузка  $N_n = 330$  кН. Условия опирания – шарнирное опирание вверху и внизу. Условия обогрева по всему наружному периметру.



Решение:

Критическая температура сжатого элемента  $t_{кр}$  определяется по таблице приложения II в зависимости от полученных значений  $\Delta\varepsilon$  и  $\gamma_{tem}$ .

Из примера 2:  $\gamma_{tem} = 0,33$  ( $e = 0$ )

$$\Delta\varepsilon = \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2 - \frac{\sigma_n}{E},$$

$$\text{где } \lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{\mu \cdot l}{i}$$

$l = 5$  м (по условию)

$\mu = 1,0$  (шарнирное опирание вверху и внизу)

$i = 0,053$  м (из примера 3)

$$\lambda = \frac{\mu \cdot l}{i} = \frac{1,0 \cdot 5,0}{0,053} = 94,3$$

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A} = \frac{330 \cdot 10^3}{3,8 \cdot 10^{-3}} = 8,68 \cdot 10^7 \text{ Па}$$

$$\Delta\varepsilon = \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2 - \frac{\sigma_n}{E} = \left(\frac{3,14}{94,3}\right)^2 - \frac{8,68 \cdot 10^7}{2,06 \cdot 10^{11}} = 6,87 \cdot 10^{-4}$$

Найдем значение  $t_{кр}$ , воспользовавшись таблицей приложения II [1].

Таблица (приложению II [1]).

$\Delta\varepsilon \cdot 10^4$	Критическая температура $t_{кр}$ (°C) при значениях $\gamma_{tem}$							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0	20	20	20	20	20	20	20	20
1	490	366	306	267	238	220	204	189
2	634	521	427	379	340	311	284	232
3	658	603	520	456	409	372	345	246
4	672	630	577	512	465	423	373	252
5	681	641	598	544	496	451	386	255
6	686	647	607	558	517	468	389	257
7	689	650	610	564	523	476	392	259
8	692	652	612	569	526	479	394	261
10	696	656	614	572	529	483	396	263
12	700	658	616	573	529	485	398	265
14	702	660	617	573	529	485	398	265
16	704	661	617	574	530	486	399	266
18	705	662	618	574	530	486	399	266
20	706	662	618	574	530	486	399	266

1. Выбираем в таблице значения  $\gamma_{tem_1} < \gamma_{tem}$  и  $\gamma_{tem_2} > \gamma_{tem}$  ближайšie к найденному значению  $\gamma_{tem}$ .
2. Выбираем в таблице значения  $\Delta\varepsilon_1 < \Delta\varepsilon$  и  $\Delta\varepsilon_2 > \Delta\varepsilon$  ближайšie к найденному значению  $\Delta\varepsilon$ .
3. Определяем температуры  $t_{11}$  и  $t_{12}$ , соответствующие значениям  $\Delta\varepsilon_1$  и  $\Delta\varepsilon_2$  в столбце, соответствующем  $\gamma_{tem_1}$ .
4. Определяем температуры  $t_{21}$  и  $t_{22}$ , соответствующие значениям  $\Delta\varepsilon_1$  и  $\Delta\varepsilon_2$  в столбце, соответствующем  $\gamma_{tem_2}$ .
5. Критическая температура определяется по формуле:

$$t_{кр} = t_2 - \frac{t_2 - t_1}{\gamma_{tem_2} - \gamma_{tem_1}} \cdot (\gamma_{tem_2} - \gamma_{tem}),$$

$$\text{где } t_1 = t_{12} - \frac{t_{12} - t_{11}}{\Delta\varepsilon_2 - \Delta\varepsilon_1} \cdot (\Delta\varepsilon_2 - \Delta\varepsilon),$$

$$t_2 = t_{22} - \frac{t_{22} - t_{21}}{\Delta\varepsilon_2 - \Delta\varepsilon_1} \cdot (\Delta\varepsilon_2 - \Delta\varepsilon)$$

В нашем случае  $\gamma_{tem} = 0,33$ ,  $\Delta\varepsilon = 6,87 \cdot 10^{-4}$ .

Сл-но:  $\Delta\varepsilon_1 = 6 \cdot 10^{-4}$ ,  $\Delta\varepsilon_2 = 7 \cdot 10^{-4}$ ;

$$\gamma_{tem_1} = 0,3, \quad \gamma_{tem_2} = 0,4$$

$$t_{22} = 564 \text{ }^\circ\text{C}, \quad t_{21} = 558 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$t_{12} = 610 \text{ }^\circ\text{C}, \quad t_{11} = 607 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$t_1 = 610 - \frac{610 - 607}{7 - 6} \cdot (7 - 6,87) = 609,6 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$t_2 = 564 - \frac{564 - 558}{7 - 6} \cdot (7 - 6,87) = 563,2 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$t_{кр} = 563,2 - \frac{563,2 - 609,6}{0,4 - 0,3} \cdot (0,4 - 0,33) = 596 \text{ }^\circ\text{C}$$

Далее определяем по таблице приложения III предел огнестойкости аналогично тому, как это было сделано в примере 1.

Литература:

1. В.М. Бубнов. Задачи и упражнения по огнестойкости строительных конструкций. Методическое пособие. М.: Академия ГПС МЧС России, 2004.

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

#### Основные положения

При проведении расчетов следует принимать:

1) начальную температуру бетонных и железобетонных конструкций  $T_0=20^{\circ}\text{C}$ ;

2) температурный режим пожара соответствующим температурному режиму стандартных огневых испытаний на огнестойкость, который описывается выражением:

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

где  $\tau$  - время воздействия пожара, ч;

$T_f^{st}(\tau)$  - температура пожара, воздействующая на конструкцию в момент времени  $\tau$ ,  $^{\circ}\text{C}$ .

При расчете температур прогрева сечений рассматриваемых конструкций следует учитывать изменение характеристик теплопереноса материалов конструкций в зависимости от температуры:

- коэффициента теплопроводности -  $\lambda(T)$ ;

- коэффициента удельной теплоемкости -  $c(T)$ .

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

$$\lambda(T) = A + B \cdot T, \quad (2)$$

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

$$c(T) = C + D \cdot T, \quad (3)$$

где  $A, B, C, D$  – постоянные значения, принимающиеся по таблице 1.

Таблица 1

Материалы	Средняя плотность бетона $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Значения параметров А,В,С,Д для определения коэффициента теплопроводности, Вт/(м <sup>0</sup> С) и удельной теплоемкости, кДж/(кг <sup>0</sup> С)				Эксплуатационная массовая влажность $w$ , %
		А	В	С	Д	
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из силикатных пород	2350	1,20	-0,00035	0,71	0,00083	2,5
Тяжелый бетон с крупным заполнителем из карбонатных пород	2350	1,14	-0,00055	0,71	0,00083	3,0
Легкий бетон с крупным заполнителем из керамзита	1600	0,36	0,00012	0,83	0,00042	5,0
Керамзито-перлитобетон	1200	0,18	0,00008	0,92	0,00048	6,0
Легкий бетон с крупным и мелким заполнителем из керамзита	750					
Арматурная сталь	-	65	-0,048	0,44	0,00063	-

При расчете допускается использовать также приведенные (осредненные) значения коэффициента температуропроводности  $\alpha_{red}$  (м<sup>2</sup>/ч), которые определяются по формуле:

$$\alpha_{red} = \frac{3,6\lambda(T = 450^{\circ}C)}{[c(T = 450^{\circ}C) + 0,05w] \cdot \rho}, \quad (4)$$

где  $\lambda(T = 450^{\circ}C)$ ,  $c(T = 450^{\circ}C)$  - характеристики теплопереноса материалов конструкций, определяемые по формулам (2) и (3) при  $T=450^{\circ}C$ ;  $w$  - эксплуатационная влажность бетона, %.

### **Расчет температуры в определенной точке прогреваемого сечения бетонной или железобетонной конструкции через заданное время огневого воздействия**

Температуру бетона ( $T_b$ ) и арматуры ( $T_s$ ) конструкции через время  $\tau = \tau_0$  после начала огневого воздействия по режиму стандартного пожара (1), в любой точке сечения конструкции расположенной, соответственно, на расстояниях  $x_i$  (для бетона) и  $Y_i$  (для арматуры) от каждой  $i$ -ой обогреваемой поверхности (см. рис. 1 и

рис. 2), в зависимости от количества обогреваемых поверхностей и их взаимного расположения, определяют по формулам:

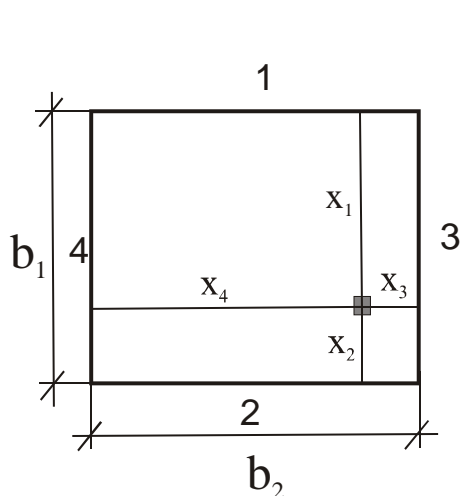


Рис. 1. Расчетная схема прогрева для бетона при четырехстороннем огневом воздействии.

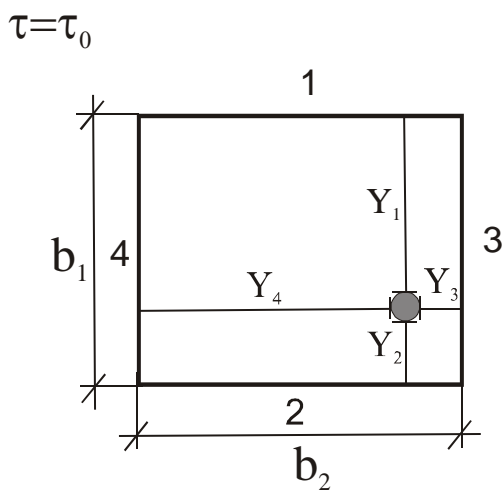


Рис. 2. Расчетная схема прогрева для арматуры при четырехстороннем огневом воздействии.

- при одной обогреваемой поверхности (см. рис. 3):

$$T = 20 + 1200 \cdot (1 - r_1)^2, \quad (5)$$

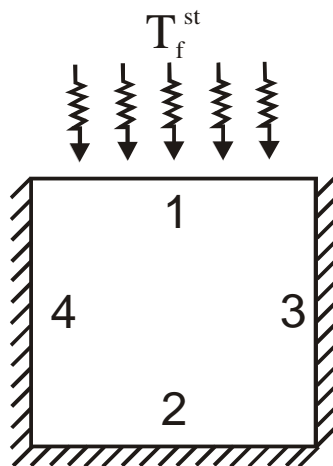


Рис. 3

- при двух параллельных обогреваемых поверхностях (см. рис.4):

$$T = 20 + 1200 \cdot [(1 - r_1)^2 + (1 - r_2)^2], \quad (6)$$

Примечание: Данная формула применима при  $x_i \leq 0,7h$ , где  $h$  – расстояние от обогреваемой поверхности конструкции до противоположной.

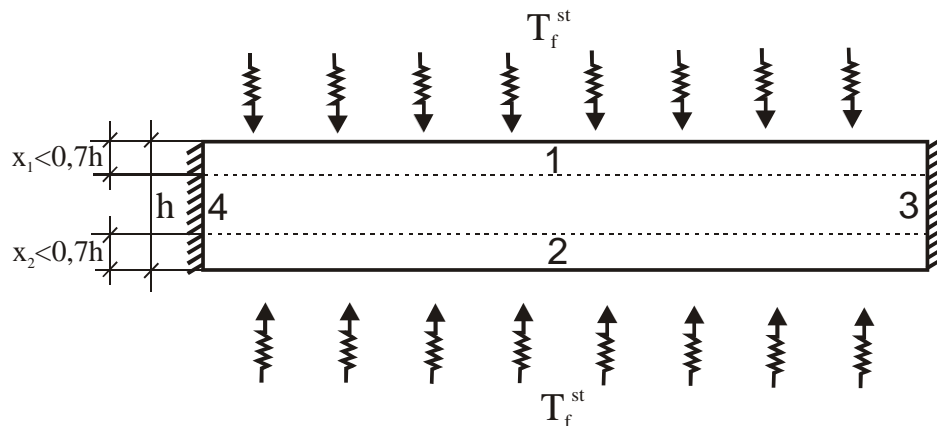


Рис. 4

- при трехстороннем воздействии пожара, когда первая и вторая поверхности конструкций параллельны, а третья им перпендикулярна (см. рис.5):

$$T = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - r_1)^2 + (1 - r_2)^2] \cdot [1 - (1 - r_3)^2], \quad (7)$$

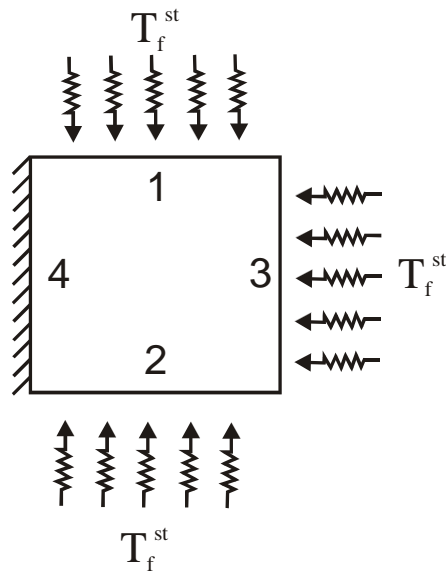


Рис. 5

- при четырехстороннем огневом воздействии на конструкцию:

$$T = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2] \cdot [1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2], \quad (8)$$

где  $r_i = \frac{x_i^*}{l}$ ,

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

- при определении температуры прогрева бетона:

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

- при определении температуры прогрева арматуры:

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

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;

Примечание: Если  $r_i > 1$ , то  $r_i = 1$ .

$l$  - толщина начавшего прогреться слоя бетона, м:

$$l = \sqrt{12 \cdot \alpha_{red} \cdot \tau_0},$$

где  $\alpha_{red}$  - приведенный (осредненный) коэффициент температуропроводности, м<sup>2</sup>/ч;

$\tau_0$  - время огневого воздействия, ч;

$\varphi_1$  и  $\varphi_2$  - коэффициенты, зависящие от плотности бетона, см. табл. 2

Таблица 2

Плотность бетона $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	500	1000	1500	2000	2350	2450
$\varphi_1$	0,46	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65
$\varphi_2$	1,0	0,85	0,65	0,5	0,5	0,5

$d_s$  - диаметр арматуры, м.

### Расчет глубины прогрева обогреваемого сечения бетонной или железобетонной конструкции до критической температуры через заданное время огневого воздействия $\delta=f(\tau)$

Расчет толщин слоев бетона, прогретых до критической температуры  $T_{cr}$  и выше за время воздействия «стандартного» пожара  $\tau = \tau_0$  производится:

- при одной обогреваемой поверхности конструкции (рис. 6) по формулам:

$$\delta_1 = r_1 \cdot l - \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}},$$

$$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{T^{cr} - 20}{1200}},$$

где:  $l$  – определяют по формуле:  $l = \sqrt{12 \cdot \alpha_{red} \cdot \tau_0}$



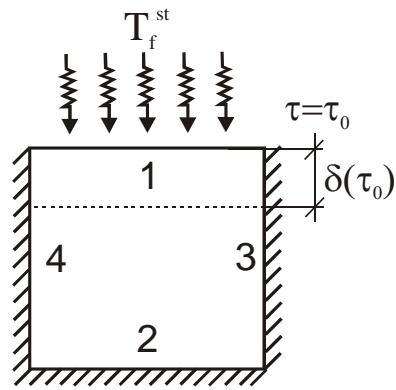


Рис. 6

- при трехстороннем обогреве конструкции прямоугольного сечения (первая и вторая обогреваемые поверхности параллельны, расстояние между ними равно “ $b_2$ ” и перпендикулярны третьей), толщина прогретого до  $T_{cr}$  слоя  $\delta_3$  у третьей обогреваемой поверхности определяется (см. рис.7) по формулам:

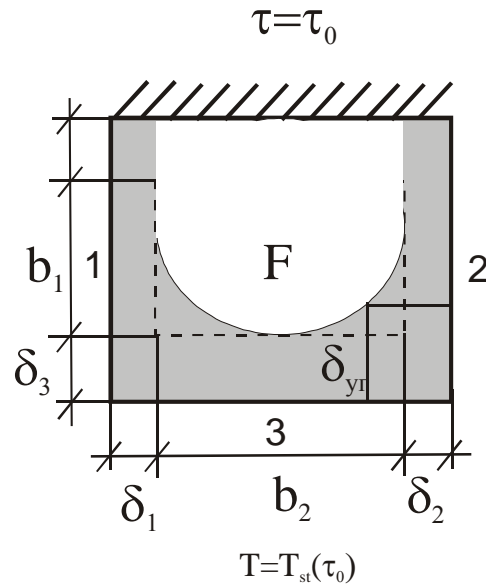


Рис. 7

$$r = (b_2/2 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}) / l \quad (r \leq 1),$$

$$w = 1 - 2 \cdot (1 - r)^2,$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T_{cr}}{1220w}},$$

$$\delta_3 = r_3 \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}$$

$\delta_{1,2}$  - определяются по формулам, как для односторонне прогреваемой поверхности.

$$\delta_{1,2} = r_1 \cdot l - \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}},$$

$$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{T_{cr} - 20}{1200}}$$

Глубина прогрева внутри угла определяется по формуле:

$$\delta_{yz} = r_{yz} \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}, \text{ где}$$

$$r_{yz} = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - T_{cr}}{1220}}}$$

- при четырехстороннем воздействии пожара толщины слоев, прогретых до критической температуры:  $\delta_{1,2}$ ;  $\delta_{3,4}$ ;  $\delta_{y\Gamma}$  (см. рис. 8), определяются по формулам:

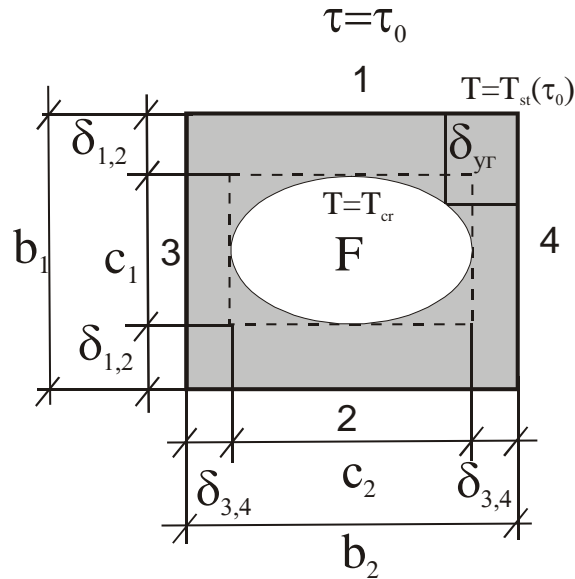


Рис. 8

$$r_{1,2} = (b_2/2 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}) / l \quad (r_{1,2} \leq 1),$$

$$w_{1,2} = 1 - 2 \cdot (1 - r_{1,2})^2,$$

$$r'_{1,2} = 1 - \sqrt{\frac{1200w_{1,2} - 1120 + T_{cr}}{1220w_{1,2}}},$$

$$\delta_{1,2} = r'_{1,2} \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}$$

$$r_{3,4} = (b_1/2 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}) / l \quad (r_{3,4} \leq 1),$$

$$w_{3,4} = 1 - 2(1 - r_{3,4})^2,$$

$$r'_{3,4} = 1 - \sqrt{\frac{1200w_{3,4} - 1220 + T_{cr}}{1220w_{3,4}}},$$

$$\delta_{3,4} = r'_{3,4} \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}$$

Глубина прогрева внутри угла определяется по формуле:

$$\delta_{yz} = r_{yz} \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}, \text{ где}$$

$$r_{yz} = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - T^{cr}}{1220}}}$$

Площадь сечения  $F$ , ограниченную на момент времени  $\tau = \tau_0$  изотермой  $T = T^{cr}$  при четырехстороннем тепловом воздействии на конструкцию квадратного сечения ( $b_1 = b_2 = b$ ) по режиму стандартного пожара, можно определить по формуле:

$$F = \psi \cdot (2 \cdot c)^2,$$

$$c = \frac{b}{2} - \delta_c^{cr},$$

$$\delta_c^{cr} = r' \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}},$$

$$r' = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T_{cr}}{1220w}},$$

$$w = 1 - 2(1 - r)^2$$

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

$$\psi = \frac{b_0}{c} - 0,2, \text{ но более } 1.$$

$$b_0 = \frac{b}{2} - \delta_{yz}$$

### Плоские конструкции (плиты)

#### Расчет времени достижения критической температуры в растянутой арматуре плоских сплошных односторонне прогреваемых железобетонных конструкций

Расчет времени достижения критической температуры ( $T_s^{cr}$ ) в растянутой арматуре плоских сплошных односторонне прогреваемых конструкций  $\tau_{f,r}$  (ч) производится по формуле:

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

где  $\alpha_{red}$  - осредненное значение коэффициента температуропроводности бетона ( $\text{м}^2/\text{ч}$ ), которое определяется по формуле:

$$\alpha_{red} = \frac{3,6\lambda(T = 450^\circ C)}{[c(T = 450^\circ C) + 0,05w] \cdot \rho}$$

$\varphi_1$  и  $\varphi_2$  - коэффициенты, зависящие от плотности бетона, см. табл.

Плотность бетона $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	500	1000	1500	2000	2350	2450
$\varphi_1$	0,46	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65
$\varphi_2$	1,0	0,85	0,65	0,5	0,5	0,5

$\delta_s$  - толщина защитного слоя бетона от обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры, м;

$d_s$  - средний диаметр растянутой арматуры плиты (м), определяемый по формуле:

$$d_s = \frac{\sum_{i=1}^N d_{s,i} \cdot A_{s,i}}{\sum_{i=1}^N A_{s,i}},$$

где  $A_{s,j}$  - площадь поперечного сечения  $j$ -ой арматуры, м<sup>2</sup>;

$d_{s,j}$  - диаметр  $j$ -ой арматуры, м.

Для того, чтобы определить значение критической температуры арматуры в плите  $T_s^{cr}$  необходимо определить  $\gamma_{s,T}$ .

Если в плите имеется только растянутая арматура и отсутствует сжатая, то  $\gamma_{s,T}$  определяется по формуле:

$$\gamma_{s,T} = \frac{M}{h_0 \cdot A_s \cdot R_{su}} \left( 1 - \frac{M}{2bh_0^2 R_{bu}} \right),$$

где  $M$  - максимальный изгибающий момент в плите, Н·м;

$h_0$  - рабочая высота сечения плиты ( $h_0 = h - \delta_s - \frac{d_s}{2}$ ), м;

$A_s$  - суммарная площадь поперечных сечений всех арматурных стержней, м<sup>2</sup>;

$$A_s = \sum_{i=1}^N A_{s,i}$$

$R_{su}$  - расчетное сопротивление растяжению арматуры, Па;

$$R_{su} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{R_{sn}}{0,9}, \quad R_{sn} - \text{нормативное сопротивление растяжению арматуры, Па.}$$

$R_{bu}$  - расчетное сопротивление сжатию бетона, Па;

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_s} = \frac{R_{bn}}{0,83}, \quad R_{bn} - \text{нормативное сопротивление сжатию бетона, Па.}$$

$b$  - ширина плиты, м;

$T_s^{cr}$  - критическая температура прогрева арматуры (°С) определяется в зависимости от класса стали и величины  $\gamma_{s,T}$  по таблице 9.3.7 [1]).

Таблица 9.3.7 [1]

Класс стержневой арматуры	Коэффициент условий работы стержневой арматуры $\gamma_{s,T}$ при температуре арматуры, °С									
	≤350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
А-I (А240)	1,0	1,0	0,8	0,65	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05	0
А-II (А300)	1,0	1,0	0,90	0,70	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05	0
А-IIв (А300-в)	1,0	1,0	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
А-III (А400)	1,0	1,0	0,95	0,75	0,60	0,45	0,30	0,15	0,10	0,05
А-IIIв (А400в)	1,0	1,0	0,90	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
А-IV (А600)	1,0	0,95	0,80	0,65	0,45	0,35	0,20	0,10	0,05	0
А-V (А800)	1,0	0,95	0,80	0,60	0,40	0,25	0,10	0,05	0,03	0
АТ-IV (АТ600)	1,0	0,9	0,70	0,50	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
АТ-V (АТ800)										
АТ-VI (АТ1000)	1,0	0,8	0,55	0,40	0,30	0,20	0,10	0,05	0,03	0
АТ-VII (АТ1200)										

### Колонны

#### Расчет несущей способности железобетонных конструкций, подвергаемых воздействию пожара

Несущая способность  $\Phi$  (в *МН*) центрально сжатых железобетонных колонн, подвергаемых воздействию пожара с четырех сторон, вычисляется по формулам:

$$\Phi(\tau_0) = \varphi \cdot [R_{su} \cdot \gamma_{sT} \cdot A_{s,tot} + R_{bu} \cdot A(\tau_0)],$$

где  $R_{su}$  - расчетное сопротивление сжатию арматуры, МПа;

$R_{bu}$  - расчетное сопротивление сжатию бетона, МПа;

Расчетные сопротивления определяются делением нормативных сопротивлений  $R_{sn}$  и  $R_{bn}$ , соответственно, на соответствующие коэффициенты надежности – по бетону  $\gamma_b = 0,83$ , по арматуре  $\gamma_s = 0,9$ ;

$\gamma_{sT}$  - коэффициент условий работы при пожаре арматуры (его значение зависит от температуры нагрева и типа арматуры, что, в свою очередь, зависит от

толщины защитного слоя, марки бетона и времени нагрева железобетонной конструкции);

$A_{s,tot}$  - суммарная площадь сечения всех арматурных стержней, м<sup>2</sup>;

$A(\tau_0)$  - рабочая (неповрежденная пожаром) площадь сечения бетонной колонны на момент времени  $\tau = \tau_0$ , м<sup>2</sup> (площадь сечения ограниченная изотермой  $T < T_b^{cr}$ ), где  $T_b^{cr}$  – критическая температура нагрева бетона, т.е. температура при которой мгновенно утрачиваются прочностные свойства бетона.

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба центрально-сжатых колонн прямоугольного сечения находится по таблице в зависимости от вида бетона, расчетной длины колонны  $l$  и от размера стороны рабочего (неповрежденного пожаром сечения)  $h_b(\tau)$  (см. следующую табл.).

Вид бетона	Коэффициент продольного изгиба $\varphi$ при $l/h_b(\tau)$									
	$\leq 8$	10	12	14	16	18	20	22	26	30
Тяжёлый	1,0	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,68	0,59
Лёгкий	1,0	0,98	0,90	0,84	0,78	0,73	0,67	0,61	0,51	0,41

В свою очередь,  $l$  зависит от схемы опирания колонны:

- при шарнирном закреплении обоих концов  $l=l_0$ ;
- при полном защемлении обоих концов  $l=0,5l_0$ ;
- при полном защемлении одного конца (нижнего) и шарнирно подвижном закреплении другого (верхнего)  $l=0,7l_0$ .

Если в конкретный момент времени  $\tau = \tau_0$   $\Phi(\tau_0) < N_n$ , где  $N_n$  - нормативная нагрузка на колонну, то считается, что на этот момент времени колонна утратила свою несущую способность.

### 3.6. Расчет огнестойкости железобетонных конструкций.

Пример 1. Расчет предела огнестойкости железобетонной плиты перекрытий по признаку потери несущей способности «R»

Дано:

Железобетонная плита перекрытия, многопустотная свободно опирающаяся по двум сторонам. Размеры плиты: ширина  $b=1,2$  м; длина рабочего пролета  $l=5,9$  м; высота сечения  $h=0,24$  м. Толщина защитного слоя бетона до низа растянутой арматуры  $\delta_s=0,02$  м, диаметр пустот  $d_{п}=0,16$  м.

Бетон: тяжелый, класса В15 на гранитном заполнителе,  $R_{bu}$  (расчетное сопротивление сжатию бетона)= 13,5 МПа.

Арматура: растянутая класса Ат-V ( $R_{su}$  (расчетное сопротивление растяжению арматуры)=872 МПа; 2 стержня диаметром 12 мм ( $A_{s,1}=1,13 \cdot 10^{-4}$  м<sup>2</sup>), два стержня диаметром 14 мм ( $A_{s,2}=1,54 \cdot 10^{-4}$  м<sup>2</sup>).

Нагрузка: нормативная  $q=6700$  Па, от собственного веса  $p=3000$  Па.

Решение:

- 1) Определяем значения максимального изгибающего момента в плите:

$$M = \frac{(p+q)b \cdot l^2}{8} = \frac{(3000+6700) \cdot 1,2 \cdot 5,9^2}{8} = 5,07 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

2) Определяем рабочую высоту сечения плиты:

$$h_0 = h - \delta_s - \frac{d_s}{2},$$

$$\text{где } d_s = \frac{\sum_{i=1}^N d_{s,i} \cdot A_{s,i}}{\sum_{i=1}^N A_{s,i}} = \frac{2 \cdot (0,012 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} + 0,014 \cdot 1,54 \cdot 10^{-4})}{2(1,13 \cdot 10^{-4} + 1,54 \cdot 10^{-4})} = 0,0132 \text{ м},$$

$$h_0 = 0,24 - 0,02 - \frac{0,0132}{2} = 0,0213 \text{ м}$$

3) Определяем коэффициент условий работы при пожаре  $\gamma_{s,T}$  растянутой арматуры.

$$\gamma_{sT} = \frac{M}{h_0 \cdot A_s \cdot R_{su}} \left/ \left( 1 - \frac{M}{2bh_0^2 R_{bu}} \right) \right. = \frac{5,07 \cdot 10^4}{0,213 \cdot 5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 872 \cdot 10^6} \left/ \left( 1 - \frac{5,07 \cdot 10^4}{2 \cdot 1,2 \cdot (0,213)^2 \cdot 13,25 \cdot 10^6} \right) \right. = 0,53$$

4) Определяем значение критической температуры растянутой арматуры плиты (таблица 9.3.7 разд. 9.3 [1]):

Согласно таблице для стали класса Ат-V при  $\gamma_{s,T}=0,53$  по интерполяции получаем:

$$T_s^{cr} = 450 + \frac{0,7 - 0,53}{0,7 - 0,5} \cdot 50 = 492 \text{ }^\circ\text{C}.$$

5) Значение предела огнестойкости сплошной железобетонной плиты по признаку потери несущей способности «R» (ч) определяют по формуле:

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

Вычислим значение  $\alpha_{red}$ :

$$\alpha_{red} = \frac{3,6\lambda(T = 450^\circ\text{C})}{[c(T = 450^\circ\text{C}) + 0,05w] \cdot \rho}$$

Для тяжелого бетона с заполнителем из силикатных пород (см. табл. 9.3.2. разд. 9.3 [1]):

$$A=1,20; B=-0,00035; C=0,71; D=0,00083; W=2,5\%; \rho=2350 \text{ кг/м}^3.$$

$$\lambda(T = 450^\circ\text{C}) = A + B \cdot T = 1,20 - 0,00035 \cdot 450 = 1,04 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$$

$$c(T = 450^\circ\text{C}) = C + D \cdot T = 0,71 + 0,00083 \cdot 450 = 1,08 \text{ кДж/(кг}^\circ\text{C)}$$

$$\alpha_{red} = \frac{3,6 \cdot 1,04}{[1,08 + 0,05 \cdot 2,5] \cdot 2350} = 0,00132 \text{ м}^2/\text{ч}$$

Определяем значения коэффициентов  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  (см. табл 9.3.3, разд. 9.3[1]):

При  $\rho=2350 \text{ кг/м}^3$   $\varphi_1=0,62$  и  $\varphi_2=0,5$

Таким образом, мы можем определить  $\tau_{f,r}$ :

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

$$\frac{1}{12 \cdot 0,00132} \cdot \left( \frac{0,02 + 0,62 \cdot \sqrt{0,00132} + 0,5 \cdot 0,0133}{1 - \sqrt{\frac{492 - 20}{1200}}} \right)^2 = 1,08 \text{ ч}$$

или R65

б) Предел огнестойкости многопустотных свободноопирающихся плит по признаку потери несущей способности «R» можно принимать как для аналогичных сплошных плит с коэффициентом 0,9. Тогда для рассматриваемого случая:

$$\tau_{f,r}^{ным} = \tau_{f,r} \cdot 0,9 = R65 \cdot 0,9 = R58$$

Пример 2. Расчет предела огнестойкости ж/б колонны по признаку «R» - потере несущей способности.

Дано: Железобетонная колонна сечением (0,3x0,3) м, длина колонны  $l_o=3,6$  м. Шарнирное закрепление сверху и внизу. Нормативная нагрузка на колонну  $N_n=1390$  кН.

Бетон: класса В40 ( $R_{bu} = 34,9$  МПа) – тяжелый с заполнителем из силикатных пород ( $\rho = 2350$  кг/м<sup>3</sup>).

Арматура: класса А-III ( $R_{su} = 433$  МПа), 4 стержня диаметром  $d_s=12$  мм и площадью сечения  $A_s = 1,14 \cdot 10^{-4}$  м<sup>2</sup>.

Расстояние от края арматуры до обогреваемой поверхности колонны  $\delta_s=0,032$  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.

1.1. Выбираем схему четырехстороннего воздействия пожара на колонну и рассмотрим результат его воздействия на колонну в момент времени  $\tau_1=1,5$  ч.

1.2. Определяем значение приведенного коэффициента температуропроводности прогреваемого слоя бетона колонны.

Согласно результатам предыдущей задачи  $\alpha_{red} = 0,00132$  м<sup>2</sup>/ч

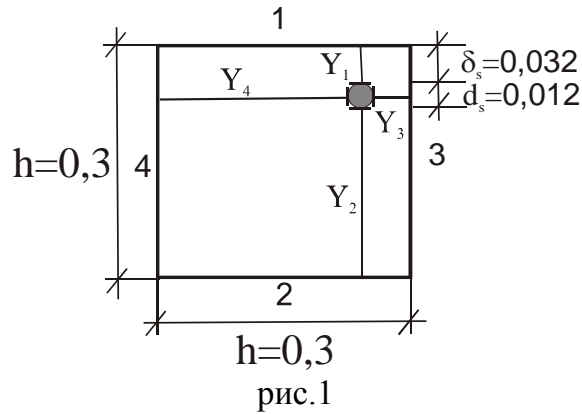
1.3. Определяем значения коэффициентов  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$ .



При  $\rho=2350 \text{ кг/м}^3$   $\varphi_1=0,62$  и  $\varphi_2=0,5$ .

Определяем температуру прогрева арматуры  $T_s$  колонны в первый расчетный момент времени воздействия пожара  $\tau_1=1,5$  ч.

В силу симметричности сечения колонны и воздействия пожара на нее, рассмотрим только один из четырех арматурных стержней, расположенный между обогреваемыми поверхностями «1» и «3» (см. рис. 1).



Определим параметры  $x_i^*$  для заданного арматурного стержня, для чего воспользуемся формулой:

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

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

Как видно из рис., в силу симметрии  $x_1^* = x_3^*$  и  $x_2^* = x_4^*$ .

$$x_1^* = Y_1 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 \cdot d_s = 0,032 + 0,62 \cdot \sqrt{0,00132} + 0,5 \cdot 0,012 = 0,0605 \text{ м}$$

$$x_2^* = Y_2 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 \cdot d_s = (h - \delta_s - d_s) + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 \cdot d_s = \\ = (0,300 - 0,032 - 0,012) + 0,62 \cdot \sqrt{0,00132} + 0,5 \cdot 0,012 = 0,285 \text{ м}$$

Определим значения параметра  $r_i = \frac{x_i^*}{l}$ , где

$$l = \sqrt{12 \cdot \alpha_{red} \cdot \tau_1} = \sqrt{12 \cdot 0,00132 \cdot 1,5} = 0,154 \text{ м}$$

$$r_1 = r_3 = \frac{x_1^*}{l} = \frac{0,0605}{0,154} = 0,393$$

$$r_2 = r_4 = \frac{x_2^*}{l} = \frac{0,285}{0,154} = 1,85$$

Т.к.  $r_2 > 1$  и  $r_4 > 1$ , то  $r_2 = r_4 = 1$  (обогрев колонны со сторон 2 и 4 не оказывает влияния на прогрев заданного арматурного стержня)

Определяем значение температуры прогрева арматуры  $T_s$  при  $\tau_1=1,5$  ч по формуле:

$$T_s(\tau = 1,5 \text{ ч}) = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2] \cdot [1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2] = \\ = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - 0,393)^2 - (1 - 1)^2] \cdot [1 - (1 - 0,393)^2 - (1 - 1)^2] = \\ = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - 0,393)^2]^2 = 1220 - 479 = 741^\circ \text{ C}$$

Определяем площадь бетона колонны, сохраняющего свою прочность в первый расчетный момент времени воздействия пожара  $\tau_1=1,5$  ч (площадь сечения, ограниченная изотермой  $T_b^{cr}$ )

Для тяжелого бетона на силикатном заполнителе  $T_b^{cr}=500$  °С.

Площадь сечения  $F$ , ограниченную на момент времени  $\tau = \tau_1$  изотермой  $T = T_b^{cr}$  при четырехстороннем тепловом воздействии на конструкции квадратного сечения ( $h_1 = h_2 = h$ ) по режиму стандартного пожара, можно определить по формуле:

$$F = \psi \cdot (2 \cdot c)^2,$$

$$c = \frac{h}{2} - \delta_c^{cr},$$

$$\delta_c^{cr} = r' \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}},$$

$$r' = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T_b^{cr}}{1220w}},$$

$$w = 1 - 2(1 - r)^2$$

$$r = (h/2 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}) / l \quad (r \leq 1),$$

$$\psi = \frac{b_0}{c} - 0,2, \text{ но более } 1.$$

$$b_0 = \frac{h}{2} - \delta_{yz}$$

Определим значение параметра  $r$ :

$$r = (h/2 + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}) / l = (0,3/2 + 0,62 \cdot \sqrt{0,00132}) / 0,154 = 1,12$$

Т.к.  $r > 1$ , то принимаем  $r=1$ .

$$\text{Соответственно, } w = 1 - 2 \cdot (1 - r)^2 = 1 - 2 \cdot (1 - 1)^2 = 1$$

Определим значение параметра  $r'$ :

$$r' = 1 - \sqrt{\frac{1200w - 1220 + T_b^{cr}}{1220w}} = 1 - \sqrt{\frac{1200 \cdot 1 - 1220 + 500}{1220 \cdot 1}} = 1 - 0,627 = 0,373$$

Определяем значение толщины критически прогретого слоя бетона у середины прогреваемой поверхности:

$$\delta_c^{cr} = r' \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} = 0,373 \cdot 0,154 - 0,62 \cdot \sqrt{0,00132} = 0,057 - 0,023 = 0,0345 \text{ м}$$

Определяем значение  $c$  по формуле:

$$c = \frac{h}{2} - \delta_c^{cr} = \frac{0,3}{2} - 0,0345 = 0,15 - 0,0345 = 0,115 \text{ м}$$

Глубина прогрева внутри угла определяется по формуле:

$$\delta_{yz} = r_{yz} \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}}, \text{ где}$$

$$r_{yz} = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - T_b^{cr}}{1220}}}$$

Определим значение параметра  $r_{yz}$  :

$$r_{yz} = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - 500}{1220}}} = 0,518$$

Определим  $\delta_{yz}$  :

$$\delta_{yz} = r_{yz} \cdot l - \varphi_1 \sqrt{\alpha_{red}} = 0,518 \cdot 0,154 - 0,62 \cdot \sqrt{0,00132} = 0,057 \text{ м}$$

Определим параметр  $b_0$  :

$$b_0 = \frac{h}{2} - \delta_{yz} = \frac{0,3}{2} - 0,057 = 0,093 \text{ м}$$

Определяем значение поправки  $\psi$  :

$$\psi = \frac{b_0}{c} - 0,2 = \frac{0,093}{0,115} - 0,2 = 0,8 - 0,2 = 0,6 \text{ (должно быть } \psi \leq 1!)$$

Рабочая площадь сечения бетона на момент времени  $\tau = \tau_1 = 1,5$  ч будет равна:

$$F = \psi \cdot (2 \cdot c)^2 = 0,6 \cdot (2 \cdot 0,115)^2 = 0,0317 \text{ м}^2$$

А сторона рабочего сечения, приведенного к квадратному ( $h_b$ ) на момент времени  $\tau = \tau_1 = 1,5$  ч будет равна:

$$h_b(\tau = 1,5 \text{ ч}) = \sqrt{F} = \sqrt{0,0317} = 0,178 \text{ м}$$

2) Решаем **прочностную задачу** применительно к рассматриваемой конструкции – определяем несущую способность колонны в момент времени  $\tau = \tau_1 = 1,5$  ч воздействия стандартного пожара.

Определяем значение коэффициента продольного изгиба колонны ( $\varphi$ ) с учетом уменьшения рабочего сечения бетона колонны при воздействии пожара.

Согласно табл. 9.3.9 (Б), разд. 9.3 [1], имеем:

$$\frac{l}{h_b(\tau = 1,5 \text{ ч})} = \frac{3,6}{0,178} = 20,2, \text{ отсюда } \varphi = 0,81$$

Определяем значение коэффициента условий работы при пожаре  $\gamma_{s,T}$  арматуры колонны при  $\tau = \tau_1 = 1,5$  ч.

Согласно табл. 9.3.7, разд. 9.3 [1] для стали класса А-III (А400) имеем:

При  $T_s(\tau = 1,5 \text{ ч}) = 745$  °С,  $\gamma_{s,T} = 0,10$

Определяем несущую способность  $\Phi(\tau)$  колонны в момент времени воздействия пожара  $\tau = \tau_1 = 1,5$  ч:

$$\begin{aligned} \Phi(\tau_1) &= \varphi \cdot [R_{su} \cdot \gamma_{sT} \cdot A_{s,tot} + R_{bu} \cdot F] = \\ &= 0,81 \cdot [433 \cdot 0,1 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} + 34,9 \cdot 0,0317] = 0,911980 \text{ МН} \end{aligned}$$

$$\Phi(\tau_1) = 912 \text{ кН}$$

Проверяем условие наступления предельного состояния колонны по признаку «R» - потере несущей способности на момент воздействия пожара  $\tau = \tau_1 = 1,5$  ч по формуле:

$$\Phi(\tau = \tau_1 = 1,5\text{ч}) < N_n = 1390 \text{ кН}$$

Условие выполняется, т.к. 912 кН < 1390 кН.

Соответственно, предел огнестойкости рассматриваемой колонны по признаку «R» менее 1,5 часов.

Для определение значения предела огнестойкости необходимо принять второй расчетный интервал времени  $\tau = \tau_2 = 1,0$  ч и повторить расчеты.

Значение «R» определить линейной экстраполяцией.

### **3.7. Расчет пределов огнестойкости деревянных конструкций**

3.7.1. В общем случае для расчета предела огнестойкости деревянных конструкций необходимо решение двух задач: теплотехнической и прочностной.

3.7.2. Решение теплотехнической задачи огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям, заключается:

- а) в определении времени  $\tau_f$  – от начала огневого воздействия до воспламенения древесины конструкции;
- б) в определении изменения рабочего сечения деревянной конструкции после воспламенения древесины при пожаре, за счет процесса ее обугливания.

3.7.3. 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 изменения размеров 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  $\tau_r$  – от начала воспламенения древесины до утраты конструкцией несущей способности, т.е. времени, при котором из-за выгорания сечения конструкция уже будет более не способна выдерживать приложенную к ней нагрузку.

3.7.4. Предел огнестойкости несущих деревянных конструкций определяется выражением:

$$\tau_{f,r}(R) = \tau_f + \tau_r$$

### **3.8. Методы расчета пределов огнестойкости деревянных конструкций**

Примечание: 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, древесноволокнистые и древесно-стружечные плиты.

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 площади.

### **3.8.1. Решение теплотехнической задачи огнестойкости для деревянных конструкций**

1. Время от начала теплового воздействия пожара на деревянную конструкцию до начала воспламенения древесины  $\tau_f$  определяется по табл. 9.3.17, раздела 3 [1], 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 таблице 9.3.16 раздела 9.3 [1].
3. При расчете изменения рабочего сечения деревянных конструкций при пожаре следует учитывать схему воздействия пожара на рассматриваемую конструкцию:
  - односторонне воздействие пожара (междуэтажные деревянные перекрытия);
  - трехсторонне воздействие пожара (деревянные балки, деревянные стойки, примыкающие к стенам);
  - четырехстороннее воздействие пожара (деревянные колонки, стойки и т.п.)

### **3.8.2. Решение прочностной задачи огнестойкости для деревянных конструкций.**

Расчетные сопротивления различных сортов и пород древесины для различных напряженных состояний деревянных конструкций, используемые для решения прочностной задачи огнестойкости, приведены в табл. 9.3.15 справочного раздела 9.3 [1], а также в СНиП «Деревянные конструкции».

#### **Деревянные центрально-растянутые элементы**

Изменение напряжений растяжения  $\sigma_{ft}(\tau) = \frac{N_n}{A_n(\tau)}$ ,

где  $N_n$  - продольная сила от нормативных нагрузок, Н;

$A_n(\tau)$  - площадь поперечного сечения элемента, нетто, в зависимости от времени горения при пожаре  $\tau$ , м<sup>2</sup>.

Время  $\tau_r$  от начала воспламенения элемента при пожаре до утраты им несущей способности определяется из условия:

$$\sigma_{ft}(\tau_r) \geq R_p$$

где  $R_p$  - расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон.

## Деревянные центрально-сжатые элементы

Изменение напряжений сжатия  $\sigma_{fc}(\tau)$  центрально-сжатых элементов, в зависимости от времени их горения при пожаре  $\tau$ , следует определять:

а) по прочности из условия: 
$$\sigma_{fc}(\tau) = \frac{N_n}{A_n(\tau)}$$

б) по устойчивости из условия: 
$$\sigma_{fc}(\tau) = \frac{N_n}{\varphi(\tau) \cdot A_n(\tau)},$$

где  $N_n$  - продольная сила от нормативных нагрузок, Н;

$A_n(\tau)$  - площадь поперечного сечения элемента, нетто, в зависимости от времени горения при пожаре  $\tau$ , м<sup>2</sup>.

$\varphi(\tau)$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый с учетом изменения рабочего сечения элемента, его длины и гибкости в моменты времени  $\tau$  его горения (в соответствии с положениями СНиП «Деревянные конструкции»).

Время  $\tau_r$  от начала воспламенения элемента при пожаре до утраты им несущей способности определяется из условия:

$$\sigma_{fc}(\tau_r) \geq R_c$$

где  $R_c$  - расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон.

## Изгибаемые деревянные балки.

Расчет предела огнестойкости по потере прочности на изгиб по нормальным

напряжениям производят по формуле: 
$$\sigma_{fm}(\tau) = \frac{M_H}{W_n(\tau)}$$

где  $M_H$  - расчетный изгибающий момент, Нм;

$W_n(\tau)$  - расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента (нетто) в зависимости от времени горения конструкции на пожаре, м<sup>3</sup>.

Расчет предела огнестойкости по потере прочности по скалыванию производят по формуле:

$$\sigma_{fq}(\tau) = \frac{Q_H \cdot S_b(\tau)}{I_b(\tau) \cdot b(\tau)},$$

где

$Q_H$  - поперечная сила в расчетном сечении от нормативных нагрузок, Н;

$S_b(\tau)$  - статический момент инерции брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси, м<sup>3</sup>;

$I_b(\tau)$  - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси, м<sup>4</sup>;

$b(\tau)$  - ширина сечения конструкции, в зависимости от времени  $\tau$  его горения при пожаре, м;

Для элементов прямоугольного сечения значения  $\sigma_{fq}(\tau)$  можно определять из выражения:

$$\sigma_{fq}(\tau) = \frac{1,5 \cdot Q_H}{A(\tau)},$$

где  $A(\tau)$  - расчетная площадь поперечного сечения, м<sup>2</sup>.

Время  $\tau_r$  от начала воспламенения древесины элемента при пожаре до утраты им несущей способности определяется из условий:

а) прочности на изгиб

$$\text{если } \sigma_{fm}(\tau) \geq R_H,$$

где  $R_H$  - расчетное сопротивление изгибу, Па;

то  $\tau = \tau_r$ ;

б) прочности на скалывание

$$\text{если } \sigma_{fq}(\tau) \geq R_{СК},$$

где  $R_{СК}$  - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе, Па.

то  $\tau = \tau_r$ .

Общее время потери огнестойкости деревянного элемента составит:

$$\tau_{f.r}(R) = \tau_f + \tau_r$$

### Пример расчета огнестойкости деревянного элемента

Рассчитать фактический предел огнестойкости сжатого деревянного 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  $N_H = 500$  кН.

Варианты огнезащиты:

а) без огнезащиты

б) огнезащита слоем штукатурки ( $\delta = 15$  мм)

в) огнезащита вспучивающимся покрытием ВПД (2 слоя)

#### Решение:

Определяем время  $\tau_f$  от начала теплового воздействия пожара на стойку до воспламенения древесины (таблица 9.3.17, разд. 9.3 [1])

а) для древесины без огнезащиты -  $\tau_f = 4$  мин.

б) с огнезащитой слоем штукатурки ( $\delta = 15$  мм) -  $\tau_f = 30$  мин.

в) с огнезащитой вспучивающимся покрытием ВПД (2 слоя) -  $\tau_f = 8$  мин.

2. Определяем скорость обугливания древесины стойки при горении

Согласно табл. 9.3.16, разд. 9.3 [1] для стойки с наименьшей стороной сечения  $> 120$  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, разд. 9.3 [1] имеем для древесины второго сорта  $R_{fc}=23 \text{ МПа}$ .

4. Определяем напряжение сжатия  $\sigma_{fc}(\tau)$  в стойке от заданной нормативной сжимающей нагрузки  $N_n$  в различные моменты времени воздействия пожара  $\tau$ , после воспламенения древесины ( $\tau > \tau_f$ ).

4.1. Задаемся несколькими последовательными моментами времени горения древесины стойки при пожаре:  $\tau = 20; 30; 40 \text{ мин.}$

4.2. Определяем для выбранных моментов времени  $\tau$  изменения размеров сечения стойки  $b(\tau)$ ,  $h(\tau)$  в результате обугливания и, соответственно,  $A_n(\tau)$  и напряжения

$$\text{сжатия в стойке } \sigma_{fc}(\tau) = \frac{N_n}{A_n(\tau)}$$

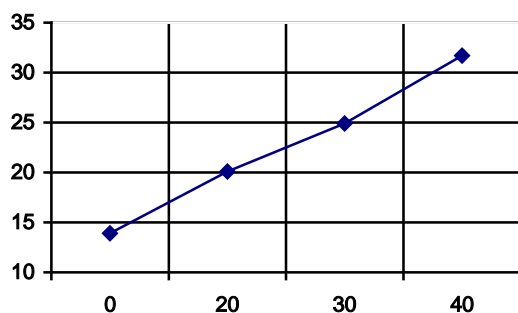
$$b(\tau) = b - 2 \cdot V \cdot \tau,$$

$$h(\tau) = h - 2 \cdot V \cdot \tau,$$

$$A_n(\tau) = b(\tau) \cdot h(\tau)$$

Представим результаты расчетов в таблице

Время горения балки при пожаре - $\tau$ , мин.	$h(\tau)$ , м	$b(\tau)$ , м	$A_n(\tau)$ , м <sup>2</sup>	$\sigma_{fc}(\tau)$ , МПа
0	0,20	0,18	0,036	13,9
20	0,168	0,148	0,0249	20,1
30	0,152	0,132	0,0201	24,9
40	0,136	0,116	0,0158	31,7



Как видно из графика нормативное сопротивление сжатию для заданного деревянного элемента с заданной нагрузкой  $R_{fc}=23 \text{ МПа}$  достигается в диапазоне времени пожара  $20 < \tau < 30 \text{ мин.}$



Используя линейную интерполяцию определим  $\tau_r$ .

$$\tau_r = 30 - (30 - 20) \cdot \frac{24,9 - 23}{24,9 - 20,1} = 26 \text{ мин.}$$

Определяем искомое значение фактического предела огнестойкости  $\tau_{fr}$  рассматриваемой стойки по признаку утраты прочности, с учетом заданных вариантов огнезащиты стойки.

а) при отсутствии огнезащиты:

$$\tau_{f,r}(R) = \tau_f + \tau_r = 4 + 26 = R30$$

б) с огнезащитой слоем штукатурки ( $\delta=15$  мм):

$$\tau_{f,r}(R) = \tau_f + \tau_r = 30 + 26 = R56$$

в) с огнезащитой вспучивающимся покрытием ВПД (2 слоя):

$$\tau_{f,r}(R) = \tau_f + \tau_r = 8 + 26 = R34$$

#### **Литература:**

1. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М., Ассоциация «Пожнаука», 2001.

**Расчетные сопротивления древесины при оценках огнестойкости деревянных конструкций в зависимости от сорта древесины и вида напряженного состояния**  
(табл. 9.3.15, разд. 9.3 [1])

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления для различных сортов древесины, МПа (кг/см <sup>2</sup> )		
		1	2	3
Изгиб	$R_{fm}$	29(290)	26 (260)	18(180)
Сжатие и смятие вдоль волокон	$R_{fc}$	26(260)	23(230)	16(160)
Растяжение вдоль волокон	$R_{ft}$	20(200)	15(150)	-
Растяжение поперек волокон	$R_{ftt}$	1,1(11)	1,1(11)	-
Скалывание вдоль волокон цельной древесины	$R_{fqs}$	3,7(37)	3,2(32)	2,9(29)
Скалывание вдоль волокон клееной древесины	$R_{fq}$	1,3(13)	1,2(12)	1,1(11)

**Скорость обугливания древесины (ель, сосна) при влажности более 9% при воздействии «стандартного» пожара**  
(табл. 9.3.16, разд. 9.3 [1])

Наименьшая сторона сечения элемента, мм	Скорость обугливания древесины, V мм/мин.	
	Клееной	цельной
≥120	0,6	0,8
<120	0,7	1,0

**Время от начала теплового воздействия до воспламенения древесины  $\tau_f$  в зависимости от способа огнезащиты**  
(табл. 9.3.17, разд. 9.3 [1])

Способ огнезащиты	Время до воспламенения древесины $\tau_f$ , 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 прессованный плоский лист, $\delta=(10-12)$ мм	15
Вспучивающиеся покрытия:	8
а) ВПД (4 слоя)	
б) ОФП-9 (2 слоя)	8