МИНИСТЕРСТВО РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ПО ДЕЛАМ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ, ЧРЕЗВЫЧАЙНЫМ СИТУАЦИЯМ
И ЛИКВИДАЦИИ ПОСЛЕДСТВИЙ СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЙ

Академия Государственной противопожарной службы

Е. Л. Баринова, Д. Н. Приступюк, А. Б. Сивенков,
А. Ю. Фролов, Ю. Г. Шевкуненко

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ к выполнению контрольных работ и упражнений по дисциплине «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре»

Под общей редакцией д.т.н., профессора
Б. Б. Серкова

Для слушателей очного и заочного обучения

Утверждено Редакционно-издательским советом
Академии ГПС МЧС России

Москва 2010

УДК 699.8:614.8 + 630*(076.1)
ББК 38.96 я73 + 38.35
М32

Р е ц е н з е н т ы:

Кандидат технических наук, доцент, заместитель начальника кафедры инженерной теплофизики и гидравлики
В. В. Андреев
Кандидат технических наук, доцент, начальник кафедры механики и инженерной графики
В. Н. Ильин

Баринова Е.Л., Приступюк Д.Н., Сивенков А.Б., Фролов А.Ю., Шевкуненко Ю.Г.
М32 Методические указания к выполнению контрольных работ и упражнений по дисциплине «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре» для слушателей очного и заочного обучения. – М.: Академия ГПС МЧС России, 2010. – 119 с.

Методические указания разработаны в соответствии с программой курса «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре». В них изложены рекомендации слушателям очного и заочного обучения Академии ГПС МЧС России по выполнению контрольных работ и упражнений, необходимых при изучении дисциплины. Приведены варианты заданий, перечень основной и дополнительной литературы.

УДК 699.8:614.8 + 630*(076.1)
ББК 38.96 я73 + 38.35

Издано в авторской редакции

Авторы выражают благодарность рецензентам методического пособия и профессорско-преподавательскому составу кафедры пожарной безопасности в строительстве за ценные замечания и пожелания, сделанные при подготовке рукописи, а также своим предшественникам, авторам предыдущего издания.

©Академия Государственной противопожарной службы МЧС России, 2010

Содержание

1. Методические рекомендации по изучению раздела «Здания, сооружения, конструкции, их огнестойкость и пожарная опасность» и выполнению контрольных работ и упражнений 5

2. Контрольные задания 7

3. Основные положения расчета пределов огнестойкости строительных конструкций 12

3.1 Предельные состояния конструкций по огнестойкости 12

3.2 Общая схема расчета пределов огнестойкости строительных конструкций. 13

4. Особенности расчета пределов огнестойкости незащищенных металлических конструкций 15

4.1. Статическая часть расчета 15

4.2. Теплотехническая часть расчета 17

4.3. Примеры расчета 18

4.4. Упражнение «Проверка соответствия металлических конструкций требованиям пожарной безопасности» 21

4.4.1.Задание, исходные данные 21

4.4.2.Описание конструктивного решения стропильной фермы 21

4.4.3.Определение фактического предела огнестойкости фермы и необходимости ее огнезащиты 23

4.4.4. Проверка соответствия металлической фермы требованиям пожарной безопасности 25

5. Особенности расчета пределов огнестойкости деревянных конструкций 27

5.1. Основы расчета пределов огнестойкости деревянных конструкций 27

5.1.1. Определение предела огнестойкости растянутой деревянной конструкции 31

5.1.2. Определение предела огнестойкости сжатой деревянной конструкции 31

5.1.3. Определение предела огнестойкости изгибаемой деревянной конструкции 32

5.2. Примеры расчета 35

5.3. Упражнение «Проверка соответствия деревянных конструкций требованиям пожарной безопасности» 39

5.3.1. Задание, исходные данные 39

5.3.2. Разработка связей между балками 45
5.3.3. Сбор нагрузок на балку, определение усилий 45
5.3.4 Определение фактического предела огнестойкости балки клееной постоянного сечения (БКП) 46
5.3.5 Определение класса пожарной опасности балки клееной с постоянной высотой сечения БКП) 49
5.3.6 Разработка технических решений, обеспечивающих защиту одного из опорных узлов балок и узлов соединений элементов связей от непосредственного воздействия температуры при пожаре 54
5.3.7 Рекомендации по выполнению графической части упражнения. 63
6. Особенности расчета пределов огнестойкости железобетонных конструкций 64
6.1. Теплотехническая часть расчета 64
6.1.1. Расчет температуры в сплошных плоских конструкциях 66
6.1.2. Температура арматуры в стержневых конструкциях 67
6.1.3. Расчет слоев бетона, прогретых до заданных температур 68
6.2. Статическая часть расчета 70
6.2.1. Статически определимые изгибаемые конструкции. Общее решение статической задачи 70
6.2.2. Плоские изгибаемые элементы 72
6.2.3. Плоские изгибаемые многопустотные железобетонные элементы ... 73
6.2.4. Стержневые изгибаемые элементы (балки, прогоны, ригели) 75
6.2.5. Сжатые элементы 77
6.3. Примеры расчета 78
6.4. Упражнение «Проверка соответствия железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности» 87
6.4.1.Задание, исходные данные 87
6.4.2.Определение фактического предела огнестойкости железобетонных конструкций и необходимости выполнения огнезащиты 88
6.4.3. Проверка соответствия железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности 88
ПРИЛОЖЕНИЯ 90
Литература 118

1. Методические рекомендации по изучению раздела «Здания, сооружения, конструкции, их огнестойкость и пожарная опасность» и выполнению контрольных работ и упражнений

Контрольные работы и упражнения выполняются с целью изучения теоретических вопросов поведения строительных конструкций при пожаре и освоения методики решения задач по расчетам фактических пределов огнестойкости строительных конструкций, находящих применение в практической деятельности специалистов пожарной охраны. При этом следует руководствоваться рабочими программами «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре» для слушателей очного и заочного обучения и использовать следующую литературу:

Учебник «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре», 2010г.

СНиП II-23-81∗ Стальные конструкции.

СНиП II-25-80 Деревянные конструкции.

СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

СП52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

Контрольная работа предусматривает решение трех задач по определению пределов огнестойкости конструкций, выполненных из металла, древесины, железобетона.

Варианты контрольной работы приведены в таблицах 1,2,3. расчетные схемы – в соответствии с таблицей 4.

Номер варианта выбирается слушателем с таким расчетом, чтобы он соответствовал сумме двух последних цифр номера зачетной книжки. Например, номер зачетной книжки 88208 – вариант контрольной работы №8, если номер зачетной книжки 88300 – вариант №0; при номере зачетной книжки 87329 – вариант №11.

При выполнении контрольных работ и упражнений следует пользоваться международной системой физических единиц СИ. Необходимо учесть, что сокращенное обозначение физических единиц, отражающих имена ученых, принято записывать с прописной буквы, например, Па (Паскаль), К (Кельвин), Н(Ньютон), Дж(Джоуль) и т.д.

Контрольные работы следует выполнять в отдельной (как правило, ученической тетради) или на писчей бумаге формата А4 (297х210мм) на одной стороне листа.

Упражнения выполняются на писчей бумаге формата А4 на одной стороне листа.

Текст контрольных работ и упражнений должен написан разборчиво, чернилами или шариковой ручкой. Иллюстрации (схемы, рисунки, графики) выполняются карандашом. Работа должна быть аккуратно оформлена, страницы пронумерованы и должны иметь поля. Допускается оформление контрольных работ и упражнений на компьютере, в этом случае представляется диск с файлом распечатанной работы, на диске должно быть указано название файла, фамилия исполнителя, номер учебной группы, курс, факультет.

При решении задач обязательно приводить рисунки. Рисунок должен быть не просто скопирован, на нем должны быть все необходимые размеры и обозначения. Решения задач обязательно должны содержать необходимые пояснения и промежуточные вычисления.

На титульном листе следует поместить наименование учебного заведения, факультета, кафедры, дисциплины, номер и название контрольной работы или упражнения, звание, фамилию и инициалы слушателя, курс и номер зачетной книжки.

Выполненную контрольную работу слушателями заочного факультета следует направить в Академию ГПС МЧС России на факультет заочного обучения не позднее срока, установленного учебным графиком. В тех случаях, когда слушатель затрудняется в решении какой-либо задачи контрольной работы, он имеет право обратиться на кафедру за получением консультации преподавателя, устной или письменной. В случае необходимости получения письменной консультации следует четко изложить содержание возникшего затруднения. При этом необходимо разборчиво указать обратный адрес и фамилию.

Контрольная работа слушателю зачитывается только в том случае, если в ней правильно решены все задачи.

Контрольная работа слушателю не зачитывается в следующих случаях:

-работа выполнена не самостоятельно (например, переписана у другого слушателя);

-работа выполнена не полностью;

-работа выполнена не качественно и содержит грубые ошибки;

-слушатель выполнил не свой вариант.

Не зачтенная работа возвращается слушателю. В этом случае слушатель обязан выполнить работу заново либо сделать соответствующую доработку и представить работу на повторное рецензирование вместе с не зачтенной работой.

Необходимо иметь в виду, что работа, выполненная не по своему варианту, не рецензируется и обратно не возвращается.

Отмеченные при рецензировании контрольной работы замечания необходимо устранить до экзаменационной сессии. На экзамен слушатель заочного факультета приносит контрольную работу с исправлениями (перед сдачей экзамена) и отчитывается по ней.

2. Контрольные задания

Исходные данные для расчета фактических пределов огнестойкости металлических конструкций (МК)

Таблица 1

Номер варианта	Сечение элемента	Марка стали	Длина элемента, м	Усилия		Напряженное состояние	Расчетная схема
				q_n, кН/м	N_n, кН		
0	Двутавр №22	18Гпс (С255)	6,0	7,0	-	изгиб	1
1	Двутавр №24	ВСт3кп2-1(С235)	5,0	11,0	-	изгиб	1
2	Двутавр №27	14Г2 (С345)	4,0	-	50	изгиб	2
3	Швеллер №24	18кп (С235)	5,6	-	20	изгиб	2
4	Швеллер №30	ВСт3пс6-1(с245)	6,5	12,0	-	изгиб	1
5	Труба 114х4	ВСт3кп	-	-	190	растяжение	4
6	Труба 168х8	16Г2АФ	-	-	800	растяжение	4
7	Уголок 100х10	09Г2С (С345)	-	-	300	растяжение	4
8	Два сваренных уголка 125х8	10Г2С1 (С375)	-	-	900	растяжение	4
9	Швеллер №20	15ХСНД (С345)	-	-	250	растяжение	4
10	Труба 159х5	ВСт3сп	-	-	350	сжатие по прочности	6
11	Двутавр №30	10Г2С1 (С375)	-	-	1000	сжатие по прочности	6
12	Уголок 140х10	14Г2 (С345)	-	-	700	сжатие по прочности	6
13	Труба 168х8	16Г2АФ	-	-	650	сжатие по прочности	6
14	Двутавр №36	10ХНДП (С345К)	-	-	950	сжатие по прочности	6
15	Труба 168х6	ВСт3кп	4,0	-	500	сжатие по устойчивости	6
16	Двутавр №40	ВСт3кп2 (С235)	5,0	-	800	сжатие по устойчивости	7
17	Швеллер №27	ВСт3Гпс5 (С255)	3,0	-	750	сжатие по устойчивости	8
18	Труба 273х7	ВСт3кп	3,0	-	500	сжатие по устойчивости	5

Исходные данные для расчета фактических пределов огнестойкости деревянных конструкций (ДК)

Таблица 2

Номер варианта	Сечение, мм		Древесина	Сорт древесины	Количество сторон обогрева	Длина элемента l, м	Усилия		Напряженное состояние	Расчетная схема
	h	b					q_n, кН/м	N_n, кН		
0	50	50	цельная	3	4	1,0	-	10	сжатие по устойчивости	6
1	300	180	клееная	2	4	6,0	-	150	сжатие по устойчивости	6
2	210	140	клееная	1	4	3,0	-	240	сжатие по устойчивости	6
3	180	180	цельная	2	4	4,0	-	200	сжатие по прочности	6
4	300	100	клееная	3	4	-	-	300	сжатие по прочности	5
5	160	120	клееная	1	4	-	-	200	сжатие по прочности	5
6	90	90	цельная	2	4	-	-	100	сжатие по прочности	5
7	140	120	клееная	1	4	-	-	180	сжатие по прочности	5
8	50	50	цельная	2	4	-	-	30	сжатие по прочности	5
9	495	140	цельная	2	4	6,0	-	10	поперечный изгиб	3
10	300	100	клееная	2	4	-	-	250	растяжение	4
11	120	120	клееная	1	4	-	-	140	растяжение	4
12	150	50	цельная	2	4	-	-	50	растяжение	4

Номер варианта	Сечение, мм		Древесина	Сорт древесины	Количество сторон обогрева	Длина элемента l, м	Усилия		Напряженное состояние	Расчетная схема
	h	b					q_n, кН/м	N_n, кН		
13	100	100	цельная	1	4	-	-	100	растяжение	4
14	180	90	клееная	1	4	-	-	180	растяжение	4
15	450	120	цельная	3	3	6,0		30	поперечный изгиб	2
16	1020	160	клееная	2	4	15,0	12	-	поперечный изгиб	1
17	1430	210	клееная	1	3	18,0	18	-	поперечный изгиб	1
18	810	140	клееная	2	4	12,0	9	-	поперечный изгиб	1

Исходные данные для расчета фактических пределов огнестойкости железобетонных конструкций (ЖБК)

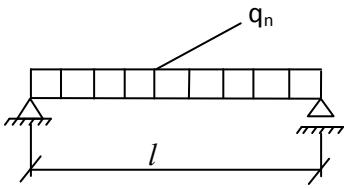
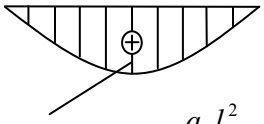
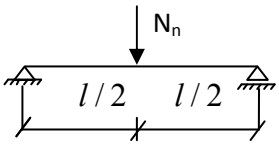
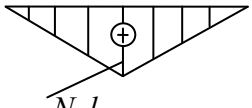
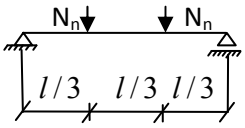
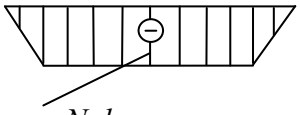
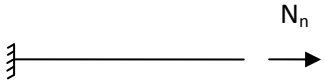
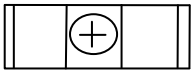
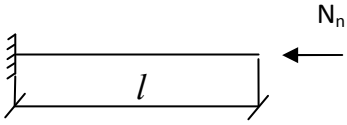
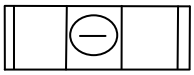
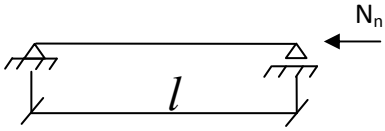
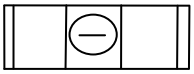
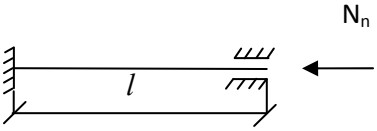
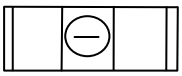
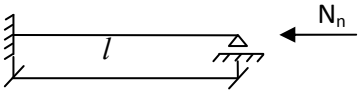
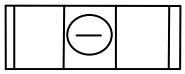
Таблица 3

Номер варианта	Пролёт, расчётная длина l_0, м	Сечение элемента, мм	Класс бетона	Средняя плотность бетона, ρ_{oc}, кг/м^3	Диаметр и класс арматуры	Весовая влажность бетона, %	Нормативная нагрузка		Количество и диаметр пустот, мм	Толщина защитного слоя*, мм	Вид крупного заполнителя
							q_n, кН/м	N_n, кН			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Многопустотные плиты перекрытий											
0	6,0	1200x220	B20	2300	4∅16A400	1,5	6,0	-	4∅160	20	гранит
1	5,9	1200x240	B15	2450	4∅16A600	2,0	7,7	-	4∅160	20	гранит
2	5,88	2200x200	B25	2000	10∅10A800	1,8	21,0	-	12∅140	15	известняк
3	5,9	1500x220	B30	2300	7∅8Вр1500	2,0	5,4	-	6∅160	25	гранит
4	6,2	1200x220	B35	2250	4∅14A1000	1,4	6,2	-	4∅160	15	известняк
5	6,0	2000x200	B20	2300	6∅12A400	2,5	8,0	-	10∅140	25	известняк
6	4,8	1200x220	B15	2000	4∅18A400	2,0	5,0	-	4∅160	20	гранит
Балки											
7	6,0	200x300	B25	2300	3∅20A300	2,0	9,0	-	-	a=40 c_1=40 c_2=100	гранит
8	7,2	250x600	B20	2500	3∅22A400	1,5	20	-	-	a=50 c_1=50 c_2=125	гранит

Номер варианта	Пролёт, расчётная длина l_0, м	Сечение элемента, мм	Класс бетона	Средняя плотность бетона, ρ_{oc}, кг/м^3	Диаметр и класс арматуры	Весовая влажность бетона, %	Нормативная нагрузка		Количество и диаметр пустот, мм	Толщина защитного слоя*, мм	Вид крупного заполнителя
							q_n, кН/м	N_n,кН			
9	7,5	300x750	B20	2450	3∅25A400 3∅32A400	2,5	72	-	-	a_1=50 a_2=100 c_1=50 c_2=150	известняк
10	6,5	300x700	B30	2300	3∅32A400	2,0	50	-	-	a=50 c_1=50 c_2=150	известняк
11	7,0	300x650	B30	2450	3∅28A400	1,9	40	-	-	a=50 c_1=50 c_2=150	гранит
12	5,6	200x550	B35	2000	3∅32A400	2,0	35	-	-	a=50 c_1=50	гранит
13	6,0	250x600	B30	2400	3∅28A400	2,0	18	-	-	a=50 c_1=50 c_2=125	известняк
Колонны											
14	6,0	400x400	B20	2400	4∅28A400	2,5	-	1800	-	30,0	известняк
15	5,4	300x300	B30	2500	4∅20A400	2,4	-	100	-	25,0	гранит
16	4,2	400x400	B15	2300	4∅32A300	2,0	-	1400	-	34,0	гранит
17	3,6	300x300	B15	2450	4∅25A400	1,5	-	980	-	27,5	известняк
18	4,8	300x300	B20	2500	4∅32A400	2,4	-	1300	-	34,0	известняк
19	5,4	350x350	B25	2300	4∅28A400	2,0	-	1700	-	30,0	известняк
20	6,0	350x350	B30	2150	4∅32A400	2,0	-	1670	-	30,0	гранит

Таблица 4

Расчетные схемы, эпюры М и σ, величины μ

№ схемы	Расчетная схема	Эпюры М, σ	Величина коэффициента μ в зависимости от способа закрепления
1.		 $M_n = \frac{q_n l^2}{8}$	——
2.		 $M_n = \frac{N_n l}{4}$	——
3.		 $M_n = \frac{N_n l}{3}$	——
4.		 $\sigma = \frac{N_n}{A}$	——
5.		 $\sigma = \frac{N_n}{\varphi A}$	$\mu = 2{,}0$
6.		 $\sigma = \frac{N_n}{\varphi A}$	$\mu = 1{,}0$
7.		 $\sigma = \frac{N_n}{\varphi A}$	$\mu = 0{,}5$
8.		 $\sigma = \frac{N_n}{\varphi A}$	$\mu = 0{,}7$

3. Основные положения расчета пределов огнестойкости строительных конструкций

3.1 Предельные состояния конструкций по огнестойкости

Среди многих требований, предъявляемых к строительным конструкциям, основным является требование соответствия своему функциональному назначению и условиям эксплуатации в течение необходимого времени (в том числе и по огнестойкости)

Огнестойкость строительной конструкции – это способность конструкции сохранять несущие и (или) ограждающие функции в условиях пожара [5].

Огнестойкость строительных конструкций характеризуется пределом огнестойкости. За предел огнестойкости строительных конструкций принимается время (в минутах) от начала их огневого испытания при стандартном температурном режиме до достижения одного или последовательно нескольких для данной конструкции предельных состояний по огнестойкости.

Предельное состояние конструкции по огнестойкости – это состояние конструкции, при котором она утрачивает способность сохранять несущие и/или ограждающие функции в условиях пожара [6].

Согласно [2] различают следующие предельные состояния конструкций по огнестойкости:

1)потеря несущей способности (R) – обрушение или возникновение предельных деформаций в зависимости от типа конструкций;

2)потеря целостности (E) – образование в конструкциях сквозных трещин или отверстий, через которые на необогреваемую поверхность проникают продукты горения или пламя;

3)потеря теплоизолирующей способности (I) вследствие повышения температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140°С или в любой точке этой поверхности более чем на 180°С в сравнении с температурой конструкции до испытания или более 220°С независимо от температуры конструкции до испытания или теплоизолирующей способности (W) вследствие достижения предельной величины теплового излучения, равной 3,5 кВт/м^2 (с отклонением $\pm$5%), измерения проводятся на расстоянии 0,5 м от необогреваемой поверхности конструкции .

Для наружных несущих стен, перекрытий, покрытий, колонн, балок, ферм, арок предельным состоянием является потеря несущей способности конструкций и узлов – R;

Несущая способность конструкции в условиях пожара – свойство конструкции сохранять свою прочность (устойчивость), воспринимая собственную массу, приложенные нормативные нагрузки, а также температурные усилия, возникающие в условиях огневого воздействия. В соответствии с [11] при расчете конструкций на огнестойкость допускается учитывать лишь нормативные значения постоянных и длительных нагрузок.

Предел огнестойкости конструкции (по потере несущей способности) равен времени τ_n от начала огневого воздействия до момента, когда несущей способности конструкции становится недостаточно для восприятия приложенной к ней нормативной нагрузки.

Теплоизолирующая способность конструкции в условиях пожара – свойство разделяющей конструкции при огневом воздействии с одной стороны препятствовать повышению температуры на необогреваемой поверхности конструкции или ее стеновых сопряжений до допустимых величин, при которых может возникнуть горение соприкасающихся или расположенных вблизи (от необогреваемой поверхности) горючих материалов. Оценка теплоизолирующей способности производится путем решения теплотехнической задачи прогрева сечения конструкции с учетом условий теплообмена на ее обогреваемых поверхностях.

Теплоизолирующая способность и потеря плотности учитываются только при оценке огнестойкости внутренних ограждающих конструкций, так как в этом случае имеется опасность распространения пожара в смежные помещения.

3.2 Общая схема расчета пределов огнестойкости строительных конструкций.

Пределы огнестойкости строительных конструкций определяются в условиях стандартных испытаний или расчетным методом.

Расчетный метод определения предела огнестойкости обладает существенным преимуществом перед экспериментальным, так нет необходимости проводить сложные, дорогостоящие испытания конструкций в натуральную величину.

При определении пределов огнестойкости строительных конструкций в общем случае необходимо выполнить расчет, состоящий из двух частей: теплотехнической и статической.

Теплотехническая задача решается для определения температур в сечении конструкции в процессе воздействия на нее стандартного температурного режима. Для решения используются уравнения нестационарной теплопроводности твердого тела с учетом изменения теплофизических характеристик строительных материалов с ростом температуры. В результате решения этой задачи для ограждающих конструкций оценивается их теплоизолирующая способность.

Статическая задача решается для определения предела огнестойкости по потере несущей способности несущих конструкций (R) . Эта задача решается с помощью уравнений предельного равновесия и деформаций с учетом изменения физико-механических характеристик строительных материалов в зависимости от температуры, определенной теплотехническим расчетом.

Схема определения предела огнестойкости по потере несущей способности приведена на рис.3.1.

По оси абсцисс отложено время нагрева τ; по оси ординат: слева – несущая способность нагретой конструкции $M_{p,tem}$ (для изгибаемых элементов) и $N_{p,tem}$ (для сжатых и растянутых элементов); справа – величина нормативной нагрузки соответственно M_n , N_n, действующей на конструкцию.

Последовательность расчета:

- задаются периоды времени $\tau_1 \ldots\ldots \tau_i$ нагрева конструкции;
- для заданных периодов времени $\tau_1 \ldots\ldots \tau_i$ теплотехническим расчетом определяют температуру в сечениях конструкции;
- статическим расчетом для этих же промежутков времени с учетом изменения прочностных характеристик материала определяют несущую способность $M_{p,tem}$ или $N_{p,tem}$ в зависимости от условий работы конструкций под нагрузкой (изгиб, сжатие, растяжение);
- строится график снижения несущей способности конструкции во времени нагрева;
- определяется время потери несущей способности в условиях пожара, т.е. время, когда несущая способность конструкции снизится до величины, действующей на нее нормативной нагрузки.

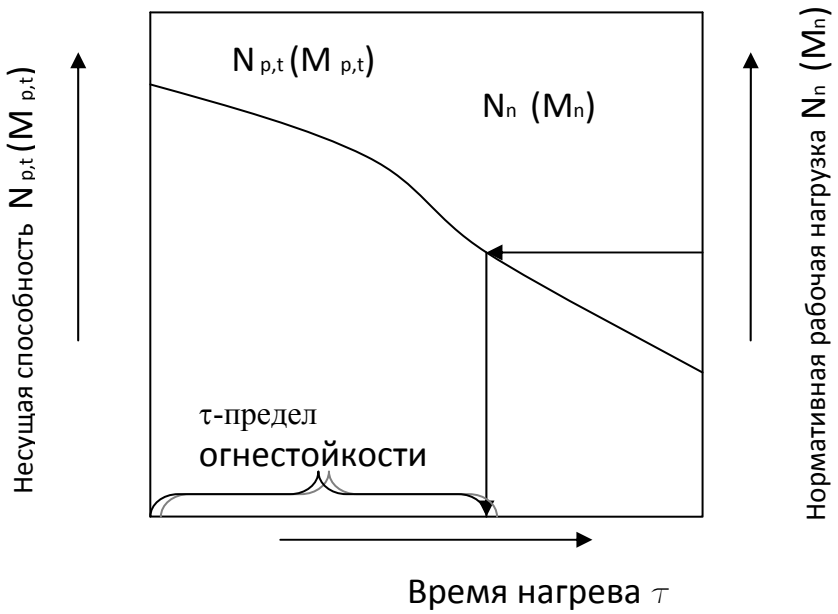


Рис.3.1. Общая схема расчета предела огнестойкости по потере несущей способности

4. Особенности расчета пределов огнестойкости незащищенных металлических конструкций

Огнестойкость несущих металлических конструкций утрачивается вследствие снижения при нагреве прочности и упругости металла, а также за счет развития его пластических и температурных деформаций.

Под воздействием этих факторов предел огнестойкости конструкции наступает или в результате потери прочности, или за счет потери устойчивости. Тому и другому случаю соответствует критическая температура, которая зависит в общем случае от вида конструкции, ее размеров, марки металла, схемы опирания и рабочей (нормативной) нагрузки.

Задача определения предела огнестойкости металлических конструкций, как и других несущих элементов, состоит из двух частей: статической и теплотехнической. Расчет критической температуры составляет содержание статической (прочностной) задачи определения предела огнестойкости металлических конструкций. Теплотехническая часть расчета огнестойкости этих конструкций сводится к определению времени нагрева их металла до заданной критической температуры.

Расчет огнестойкости металлических конструкций целесообразно начинать со статической части, т.е. с определения критических температур. Далее производят теплотехнический расчет, в результате чего находят время нагрева конструкции до критической температуры, т.е. ее предел огнестойкости.

4.1. Статическая часть расчета

Учитывая особенность металлических конструкций (распределение температуры по их сечению принимается равномерным), для них можно, не определяя кривую снижений несущей способности, сразу вычислить критическую температуру в сечении, вызывающую потерю несущей способности.

Критическая температура определяется в зависимости от коэффициента γ_{tem}, учитывающего снижение прочности стали под действием высокой температуры, который вычисляют:

- <u>для изгибаемых элементов</u> с учетом развития пластических деформаций

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{c_1 W_n R_{yn}} \qquad (4.1)$$

где M_n – изгибающий момент от нормативной нагрузки, Н·м;

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

W_n – момент сопротивления сечения, м^3;

C_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций.

Величину коэффициента C_1 в зависимости от схемы сечения конструкции определяют по таблице 66 СНиП [7].

При выполнении контрольной работы допускается принимать следующие значения:

для двутавров и швеллеров $C_1 = 1,17$;

для труб $C_1 = 1,25$;

для прямоугольного сечения $C_1 = 1,5$;

<u>- для центрально растянутых элементов</u>

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{AR_{yn}} \tag{4.2}$$

где N_n – нормативная (рабочая) нагрузка, Н;

A – площадь поперечного сечения м^2;

-<u>сжатые элементы</u> утрачивают несущую способность в результате потери прочности или за счет потери устойчивости.

Коэффициент γ_{tem} по потере прочности определяют по формуле:

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{AR_{yn}} \tag{4.3}$$

Вычислив коэффициент γ_{tem}, по графикам или по эмпирическим формулам определяют критическую температуру:

при $\gamma_{tem} < 0,6$

$$t_{cr} = 750 - 440\,\gamma_{tem}, \tag{4.4}$$

при $\gamma_{tem} \geq 0,6$

$$t_{cr} = 1330(1 - \gamma_{tem}) \tag{4.5}$$

Кроме этого, для сжатых элементов по потере устойчивости, определяют критическую температуру, используя график зависимости критической разности краевых деформаций ползучести стали $\Delta\varepsilon_n$ от критической температуры t_{cr} и коэффициента γ_{tem} [12].

Критическая разность краевых деформаций $\Delta\varepsilon_n$ ползучести стали определяют по формуле:

$$\Delta\varepsilon_n = \frac{\pi^2}{\lambda^2} - \frac{\sigma_n}{E}, \tag{4.6}$$

где λ - гибкость стержня, $\lambda = \frac{l_0}{i}$; $l_0 = \mu \cdot l$ -расчетная длина, м; l – длина стержня, м; μ - коэффициент, зависящий от способа закрепления стержня;

Е – модуль упругости стали, Па, Е= 2,06· 10^5МПа.

$$\gamma_{tem} = \frac{\sigma_n}{R_{yn}} \tag{4.7}$$

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A}$$

4.2. Теплотехническая часть расчета

Как известно, металл обладает огромным коэффициентом температуропроводности, за счет чего выравнивание температуры по его толщине происходит весьма быстро. Это дает возможность принять равномерное распределение температуры. В этом случае можно утверждать, что количество тепла, поглощенное нагреваемой конструкцией за время Δτ через обогреваемую поверхность равно увеличению его теплосодержания, т.е.

$$\alpha(t_b - t_{cm})\delta_{cm}\Delta\tau = (C_{cm} + Dt_{cm})\rho_{cm}V_{cm}(t_{cm,\Delta\tau} - t_{cm}), \quad (4.8)$$

где α – коэффициент теплоотдачи, Вт/(м^2·^{o}С); t_b – температура по стандартной кривой, ^{o}С; t_{cm} – температура стержня, ^{o}С; S_{cm} – обогреваемая поверхность стержня, м^2; $\Delta\tau$ – время, с; C_{cm} – начальный коэффициент теплоемкости стали, Дж/(кг·^{o}С); D – коэффициент изменения теплоемкости стали при нагреве; ρ_{cm} – плотность стали, кг/м^3; V – объем металла стержня, м^3; $t_{cm,\Delta\tau}$ – температура стержня через расчетный интервал времени.

Заменив $S_{cm} = u \cdot l$, $V_{cm} = A \cdot l$, где u – обогреваемый периметр стержня, м; A – площадь поперечного сечения, м^2; l – длина стержня, м, и решая уравнение (4.8) получим

$$t_{\text{ст},\Delta\tau} = t_{\text{ст}} + \frac{\alpha(t_{\text{в}} - t_{\text{ст}})\Delta\tau}{C_{tem}\rho t_{red}} \quad (4.9)$$

Эта формула является алгоритмом для расчета температуры незащищенных металлических конструкций. Как следует из уравнения, температура конструкций в процессе нагрева зависит только от одного параметра - приведенной толщины металла t_{red}. Приведенная толщина металла дает возможность привести стержни, имеющие любую конфигурацию поперечного сечения, к простой пластине. Значение приведенной толщины в общем случае определяется как отношение площади поперечного сечения к обогреваемому его периметру, т.е.

$$t_{red} = \frac{A}{u}, \quad (4.10)$$

где u – обогреваемый периметр .

Рекомендуется определять:

- для двутавра и швеллера при обогреве с четырех сторон

$$u = 2h + 4в_f - 2t_w, \quad (4.11)$$

где h – высота сечения элемента; $в_f$ – ширина сечения (полки); t_w – толщина стенки;

- для уголка

$$u = 4в_f. \quad (4.12)$$

Для трубы приведенную толщину рекомендуется вычислять по формуле

$$t_{red} = \frac{t(d-t)}{d} \quad (4.13)$$

где d и t – соответственно наружный диаметр и толщина стенки трубы по сортаменту (приложение 2).

Используя алгоритм расчета, можно составить номограмму, с помощью которой можно определить температуру незащищенных конструкций любых сечений (приложение 5).

Определив критическую температуру, при которой наступает потеря несущей способности конструкции, и используя график зависимости температуры от времени и приведенной толщины металла, вычисляют время нагрева до наступления критической температуры, т.е. фактический предел огнестойкости конструкций.

4.3. Примеры расчета

<u>Пример 1</u>. Определить фактический предел огнестойкости изгибаемой металлической конструкции при следующих исходных данных:

сечение – двутавр № 36
марка стали– ВСт3пс6
длина – 6м
расчетная схема – шарнирно опертая балка,
усилия – нормативная равномерно распределенная нагрузка q_n = 15 кН/м
условие обогрева – со всех сторон.

Решение.

1. Определение характеристик сечения балки:

A = 6190 мм^2 – площадь сечения,
h = 360 мм – высота сечения,
$в_f$ = 145 мм – ширина полки,
t_w = 7,5 мм – толщина стенки,
W_{nx} – 7,43·10-4 м^3,
} (приложение 3)

R_{yn} = 245 МПа – нормативное сопротивление стали по пределу текучести, табл. 51*,51б [7].

2. Определение изгибающего момента от действия нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q_n \cdot l^2}{8} = \frac{15 \cdot 6^2}{8} = 67{,}5 \text{ кН·м} = 67{,}5 \cdot 10^3 \text{ Н·м}$$

3. Определение коэффициента γ_{tem}

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{C_1 W_{nx} R_{yn}} = \frac{67{,}5 \cdot 10^3}{1{,}17 \cdot 7{,}43 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^6} = 0{,}32 < 0{,}6$$

4. Определение критической температуры

$t_{cr} = 750 - 440\gamma_{tem} = 750 - 440 \cdot 0{,}32 = 609^oC.$

5. Определение приведенной толщины металла

$$t_{red} = \frac{A}{u} = \frac{6190}{1285} = 4{,}8 мм,$$

$u = 2h + 4в_f - 2t_w = 2 \cdot 360 + 4 \cdot 145 - 2 \cdot 7{,}5 = 1285 мм.$

6. Определение фактического предела огнестойкости балки по графику (приложение 5) $П_ф = 13$ *мин.*

<u>Пример 2</u>. Определить фактический предел огнестойкости растянутой металлической конструкции при следующих исходных данных:

сечение – труба 159х8
марка стали – ВСт3пс
нормативная нагрузка N_n = 330 кН,
условие обогрева – по периметру.

Решение.

1. Определение характеристик сечения конструкции.

Площадь сечения A = 38,33 см^2 (приложение 2).

R_{yn} = 245 МПа- нормативное сопротивление стали по пределу текучести, табл. 51а [7].

2. Определение коэффициента γ_{tem}

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{AR_{yn}} = \frac{330 \cdot 10^3}{38{,}33 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^6} = 0{,}35 < 0{,}6$$

3. Определение критической температуры

$t_{cr} = 750 - 440\gamma_{tem} = 750 - 440 \cdot 0{,}35 = 596^oC.$

4. Определение приведенной толщины металла

$$t_{red} = \frac{t(d-t)}{d} = \frac{8(159-8)}{159} = 7{,}6мм$$

5. Определение фактического предела огнестойкости конструкции по графику(приложение 5) $П_ф = 15$ *мин.*

<u>Пример 3</u>. Определить фактический предел огнестойкости сжатого металлического элемента по потере прочности при следующих исходных данных:

сечение – труба 189х5
марка стали – ВСт3кп
нормативная нагрузка N_n = 400 кН
условие обогрева – по периметру.

Решение.

1. Определение характеристик сечения конструкции

A = 27,50 см^2 (приложение 2)

R_{yn} = 225 МПа, табл. 51а [7].

2. Определение коэффициента γ_{tem}

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{AR_{yn}} = \frac{400 \cdot 10^3}{27{,}50 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^6} = 0{,}65 > 0{,}6$$

3. Определение критической температуры

$t_{cr} = 1330(1 - \gamma_{tem}) = 1330(1 - 0{,}65) = 466^oC.$

4. Определение приведенной толщины металла

$$t_{red} = \frac{t(d-t)}{d} = \frac{5(189-5)}{189} = 4{,}9мм$$

5. Определение фактического предела огнестойкости элемента по графику (приложение 5) $П_ф = 9$ *мин.*

<u>Пример 4</u>. Определить фактический предел огнестойкости сжатого металлического элемента по потере устойчивости при следующих исходных данных:

сечение – двутавр № 27

марка стали – ВСт3кп-2

нормативная нагрузка N_n = 400 кН

длина стержня l = 2,5м

условие закрепления – шарнирное, μ = 1,0 (табл.71а[7])

условие обогрева – со всех сторон.

Решение.

1. Определение характеристик элемента:

A =4020мм^2, h = 270мм, b_f = 125мм, t_w = 6 мм, t_f = 9,8мм, i_x =112мм, i_y = 25,4мм (приложение 3)

R_{yn} = 235 МПа, табл. 51*,51б[7]

E = 2,06·10^5 МПа, табл. 63 [7]

2. Определение коэффициента γ_{tem}

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{AR_{yn}} = \frac{400\cdot10^3}{40{,}2\cdot10^{-4}\cdot235\cdot10^6} = 0{,}42$$

3. Определение максимальной гибкости стержня

$$\lambda_{max} = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{2500}{25{,}4} = 98$$

$i_{min} = i_y$= 25,4 мм $\qquad l_0 = \mu \cdot l$ = 1,0· 2,5 = 2,5 м

4. Определение напряжения от нормативной нагрузки

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A} = \frac{400\cdot10^3}{40{,}2\cdot10^{-4}} = 100 \text{ МПа}$$

5. Определение критической разности краевых деформаций

$$\Delta\varepsilon_n = \frac{\pi^2}{\lambda^2} - \frac{\sigma_n}{E} = \frac{3{,}14^2}{98^2} - \frac{100}{2{,}06\cdot10^5} = 5{,}5\cdot10^{-4}$$

6. Определение критической температуры по графику (приложение 6)

t_{cr} = 540°C.

7. Определение приведенной толщины металла

$$t_{red} = \frac{A}{u} = \frac{4020}{1028} = 3{,}9 \text{ мм},$$

$u = 2h + 4в_f - 2t_w = 2\cdot270 + 4\cdot125 - 2\cdot6 = 1028$ мм.

8.Определение фактического предела огнестойкости по графику (приложение 5) $\qquad П_ф$ = 10 мин.

4.4. Упражнение «Проверка соответствия металлических конструкций требованиям пожарной безопасности»

4.4.1.Задание, исходные данные

Данное упражнение включает в себя проверку соответствия металлической стропильной фермы покрытия требованиям пожарной безопасности.

Рекомендуется принять здание общественного или производственного назначения, одноэтажное, однопролетное, каркасное, с металлическими колоннами; длина здания составляет 48м, шаг колонн и стропильных ферм 6м, покрытие прогонное с применением стального профилированного настила.

Металлические фермы имеют требуемый предел огнестойкости Птр = R15.

Слушатели на первом установочном занятии получают рабочий чертеж стропильной фермы определенной марки с отмеченным узлом.

Слушатель должен:

-описать конструктивное решение фермы;

-определить фактический предел огнестойкости фермы и при необходимости назначить способ ее огнезащиты;

-выполнить чертеж геометрической схемы фермы, схемы связей и узлов фермы.

Данные, необходимые для определения предела огнестойкости фермы, слушатель принимает самостоятельно по рабочему чертежу фермы, отступления от них не допускаются.

4.4.2.Описание конструктивного решения стропильной фермы

Описание конструктивного решения фермы выполняется на основе детального изучения чертежа типовой серии.

Рассматриваемые фермы предназначены для легких покрытий. Такое покрытие выполняют в виде рубероидной кровли с эффективным утеплителем по стальному профилированному настилу. Настил укладывают по прогонам, устанавливаемым с шагом, в свою очередь определяющим длину панелей верхнего пояса фермы.

Рабочий чертеж фермы включает:

-геометрическую схему фермы с усилиями в ее стержнях, основной вид фермы, дополнительные виды и разрезы, отдельные узлы и детали, таблицу отправочных марок, спецификацию стали на отправочные марки и примечания к чертежу.

Определенные сведения содержит в себе обозначение марки фермы. Буквы «ФС» означают «ферма стропильная», (буква «Т» указывает на то, что она выполняется из труб). Цифры после букв определяют пролет фер-

мы в метрах (18, 24, 30, 36м) и расчетную погонную нагрузку на нее в тоннах.

Римская цифра в обозначении марки отвечает принятой при проектировании схеме крепления к ферме кранового оборудования.

Каждая деталь маркирована на чертеже цифрой, заключенной в кружок, в соответствии с которой по спецификации можно установить для этой детали сечение, конструктивную длину, материал, массу. Необходимо различать длины деталей , указанных в спецификации и геометрические длины элементов, измеряемые между центрами узлов и приведенные на геометрической схеме фермы.

Фермы рассматриваемых серий сварные. Способ сварки указан в примечании к чертежу фермы.

Полученные в результате изучения чертежа сведения излагаются в повествовательной форме.

При изучении чертежа предоставляется возможность выбрать данные, необходимые для расчета фактического предела огнестойкости фермы.

Расчетные усилия N_p и геометрические длины элементов, необходимые для определения $П_ф$ фермы, приведены на чертеже на геометрической схеме фермы. Следует отметить, что расчетные усилия даны в единицах «тонна сила» и необходимо перевести в «Н» или «кН». Знак «минус» перед цифрой показывает, что элемент сжат, знак «плюс» - элемент растянут. Геометрические длины элементов указаны в миллиметрах. Геометрические характеристики профилей (площадь сечения А, радиусы инерции i_x и i_y) и сечений. составленных их них, содержатся в приложении 1.

Расчетное сопротивление стали R_{yn} следует принимать по таблице 51* [7] по виду проката : для уголков – «фасонный прокат».

Необходимо помнить, что в конструкции могут быть использованы различные марки стали.

Таблица 4.1.

Расчетные длины элементов ферм l_{ef}

Направление продольного изгиба	**Наименование элементов**			
	Пояса	**Опорные раскосы, опорные стойки**	**Элементы из труб со сплющенными концами**	**Прочие элементы решетки**
В плоскости фермы, $l_{ef,x}$	l	l	$0,95l$	$0,8l$
Из плоскости фермы, $l_{ef,y}$	l_1	l_1	$0,95l$	l

Обозначения в таблице: l – расстояние между узлами фермы (геометрическая длина элемента); l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Примеры обозначения элементов решетки фермы и выбора элементов узлов для расчета фактического предела огнестойкости изображены на рис.4.1.

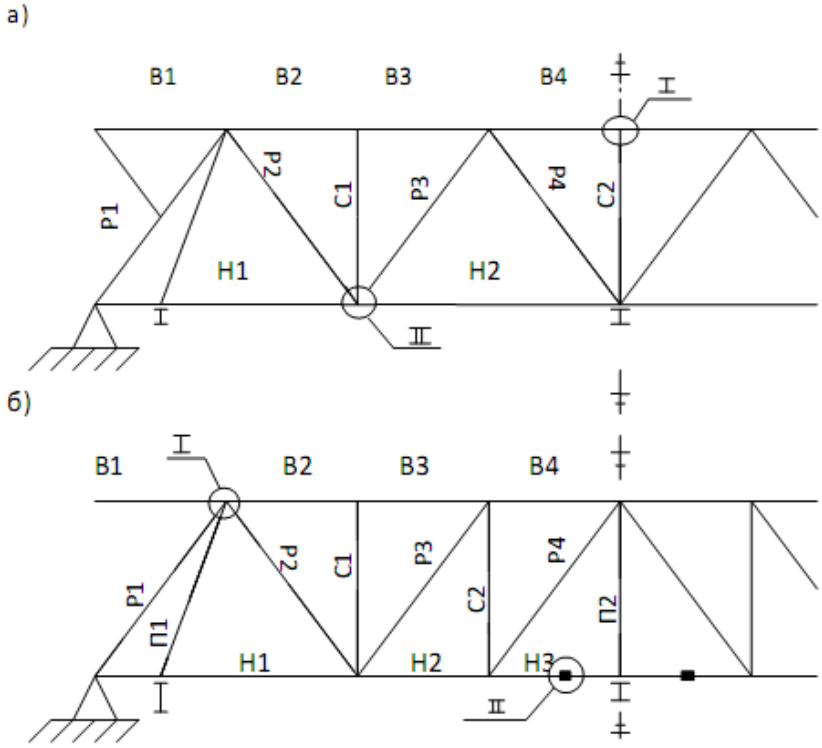


Рис.4.1. Примеры обозначения элементов решетки фермы.
а) ферма VII- ФС 24-….; при заданных узлах I и II расчетной проверке подлежат элементы В4, Н1, Н2, Р2, Р3, С1, С2;
б) ферма VII- ФСТ 24-….; при заданных узлах I и II расчетной проверке подлежат элементы В1, В2, Н3, Р1, Р2, П1

4.4.3.Определение фактического предела огнестойкости фермы и необходимости ее огнезащиты

Предел огнестойкости фермы определяется достижением при пожаре хотя бы одним из ее элементов так называемой критической температуры.

В данном упражнении слушатели рассматривают только элементы, образующие заданные преподавателем узлы. Для каждого элемента следует определить значение критической температуры t_{cr} и приведенной толщины сечения t_{red} .

Значение критической температуры (t_{cr}) для растянутого элемента вычисляется из условия потери прочности по формулам (4.4;4.5):

$t_{cr} = 750 - 440\,\gamma_{tem}$, при $\gamma_{tem} < 0{,}6$

$t_{cr} = 1330(1 - \gamma_{tem})$, при $\gamma_{tem} \geq 0{,}6$

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{A_n R_{yn}}$$

где: A_n- площадь поперечного сечения, м^2;

N_n- нормативная рабочая нагрузка, Н;

R_{yn}- нормативное сопротивление стали по пределу текучести, согласно таблицы 51*[7].

Значение критической температуры t_{cr} для сжатого элемента принимается равной наименьшему из двух значений, вычисленных:

- из условия потери прочности (по формулам, как для растянутого элемента);
- из условия потери устойчивости:

$$t_{cr} = 20 + \sqrt{2{,}5R_{yn} \cdot 10^8 (\frac{\pi^2}{\lambda^2 \cdot \sigma_n} - \frac{1}{E_n})}$$

где: σ_n- напряжение, действующее в сечении сжатого элемента, МПа, определяемое по формуле: $\sigma_n = \frac{N_n}{A_n}$;

E_n- начальный модуль упругости стали, МПа, таблица 63 [7].

Кроме этого, для сжатых элементов по потере устойчивости, можно определить критическую температуру, используя график зависимости критической разности краевых деформаций ползучести $\Delta\varepsilon_n$ от критической температуры t_{cr} и коэффициента снижения прочности стали γ_{tem}. При этом для центрально сжатых стержней $\Delta\varepsilon_n$ и γ_{tem} находятся по формулам:

$$\Delta\varepsilon_n = \frac{\pi^2}{\lambda^2} - \frac{\sigma_n}{E}$$

где: $\sigma_n = \frac{N_n}{A_n}$; $\gamma_{tem} = \frac{\sigma_n}{R_{yn}}$.

Для элементов с возможным <u>знакопеременным</u> усилием t_{cr} из условия потери прочности следует вычислять по наибольшему по абсолютной величине усилию, а t_{cr} из условия потери устойчивости- по усилию сжатия.

Значение приведенной толщины сечения определяется по формуле $t_{red} = \frac{A}{u}$;

Элементы ферм, в том числе и таврового сечения, составленные из уголков, в условиях пожара обогреваются со всех сторон. Поэтому, для одного уголка обогреваемый периметр может быть принят u= $4b_f$; для «спаренных» уголков- u= $6b_f$, где b_f- ширина полки уголка, определяемая по приложению 1.

Предел огнестойкости ($П_ф$), как время прогрева элемента до критической температуры, может быть определен по графикам зависимости температуры элемента в условия «стандартного» пожара от приведенной толщины сечения (приложение 5).

Предел огнестойкости фермы определяется по наименьшему из найденных значений времени достижения t_{cr} для рассмотренных элементов заданного узла.

4.4.4. Проверка соответствия металлической фермы требованиям пожарной безопасности

Если расчетом установлено, что для рассматриваемой металлической фермы $П_ф \geq П_{тр}$, значит данная конструкция соответствует требованиям пожарной безопасности.

А если $П_ф < П_{тр}$, значит рассматриваемая ферма не соответствует требованиям пожарной безопасности и слушатель должен предложить технические решения по его обеспечению. Одним из способов огнезащиты металлических конструкций является нанесение на них различных вспучивающихся покрытий.

Заканчивается упражнение выводом о проделанной работе и приводится используемая литература.

<u>ПРИМЕР</u>.

Определить $П_ф$ элемента В1 верхнего пояса фермы. Сечение элемента 2∟125х8; материал- сталь марки Г2; толщина узловой фасонки 14мм; расчетное усилие в элементе - 738кН.

<u>Решение</u>. По таблице 51*,51б [7] принимаем нормативное сопротивление стали R_{yn}= 335МПа, по таблице 63 [7] Е= 2,06· 10^5МПа.

Вычисляем:

- нормативное усилие в элементе

$$N_n = \frac{N}{1{,}2} = \frac{738}{1{,}2} = 615\text{кН}$$

- напряжение в элементе от нормативной нагрузки

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A_n} = \frac{615 \cdot 10^3}{39{,}4 \cdot 10^{-4}} = 155{,}2 \cdot 10^6\text{Па} = 155{,}2\text{МПа}$$

- коэффициент

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{A_n R_{yn}} = \frac{\sigma_n}{R_{yn}} = \frac{155{,}2}{335} = 0{,}467$$

- критическую температуру по потере прочности

$$t_{cr} = 750 - 440\gamma_{tem} = 750 - 440 \cdot 0{,}467 = 544°\text{C}$$

- критическую температуру по потере устойчивости

$$t_{cr} = 20 + \sqrt{2{,}5 R_{yn} 10^8 \left(\frac{\pi^2}{\lambda^2 \sigma_n} - \frac{1}{E}\right)} = 20 + \sqrt{2{,}5 \cdot 335 \cdot 10^8 \left(\frac{3{,}14^2}{77{,}5^2 \cdot 155{,}2} - \frac{1}{2{,}06 \cdot 10^5}\right)} = 768°\text{C}$$

где λ=77,5 – вычисляем значения гибкости элемента:

- в плоскости фермы $\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{300}{3{,}87} = 77{,}5$

- из плоскости фермы $\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{300}{5,6} = 53,6$

Вывод: критическая температура для верхнего пояса фермы составляет $544°C$.

Вычисляем приведенную толщину сечения t_{red}

$$t_{red} = \frac{A}{u} = \frac{2 \cdot 19,7 \cdot 10^2}{750} = 5,3 мм$$

Предел огнестойкости элемента В1 фермы с приведенной толщиной сечения t_{red}=5,3 мм и критической температурой прогрева сечения $t_{cr} = 544°C$ определяем с помощью графиков приложения 5.

На рисунке, между кривыми, относящимися к значениям параметра t_{red} 5мм и 10мм, проводим кривую, характеризующую изменение температуры в сечении данного элемента с t_{red}=5,3 мм (пунктирная линия).

На оси ординат отмечаем значение $t_{cr} = 544°C$, из полученной точки проводим горизонтальную прямую линию до пересечения с ранее проведенной пунктирной кривой и из точки пересечения опускаем перпендикуляр на ось абсцисс.

Отрезок от начала координат до полученной точки на оси абсцисс в принятом на графике масштабе времени характеризует предел огнестойкости элемента.

Вывод: предел огнестойкости элемента В1 верхнего пояса фермы составляет 12 мин.

5. Особенности расчета пределов огнестойкости деревянных конструкций

5.1. Основы расчета пределов огнестойкости деревянных конструкций

Предел огнестойкости деревянных конструкций определяется по методам, установленным ГОСТ 30247.0 [4] и ГОСТ 30247.1 [5]. Допускается предел огнестойкости деревянных конструкций устанавливать расчетным путем на основе закономерностей обугливания и прогрева их сечений в условиях стандартного теплового воздействия, регламентируемого ГОСТ 30247.0, и с учетом предельных состояний по огнестойкости, регламентируемых ГОСТ 30247.1. При этом предел огнестойкости узлов соединения элементов и опорных узлов деревянных конструкций, в том числе с применением металлических и неметаллических деталей и элементов, должен быть не ниже требуемого предела огнестойкости конструкции в целом.

Для расчета предела огнестойкости деревянных элементов вводят понятие «расчетная глубина обугливания древесины» (Z).

Рабочее сечение деревянного элемента, при достижении которого в результате обугливания наступает предельное состояние, называется критическим, а расчетная глубина обугливания $Z=Z_{cr}$ называется предельной [1]. При этом предельная глубина обугливания равна

$$Z_{cr} = Z_{fcr} + \delta, \tag{5.1}$$

где Z_{fcr} – толщина обуглившегося слоя древесины, мм.; δ – толщина древесины, находящейся под углистым слоем и прогретой до температуры 230 – 250 ºС, при достижении которой древесина полностью теряет способность выдерживать действующие нагрузки. Толщина слоя древесины (δ), находящейся при данной температуре за фронтом обугливания составляет 5 мм, т.е. за фронтом обугливания имеется слой древесины, который не сопротивляется действующим на элемент нагрузкам.

Изменение в условиях пожара прочностных, а для древесины и геометрических характеристик сечений, способствует снижению несущей способности элементов и узлов деревянных конструкций.

Предельное состояние элемента деревянной конструкции наступает в случае достижения нормальными (касательными) напряжениями от нормативной нагрузки величины нормируемой прочности (расчетного сопротивления) или снижения несущей способности до величины внутреннего силового фактора.

На рис. 5.1 показаны графики изменения напряжений в сечении элемента от глубины обугливания древесины и снижения его несущей способности от времени действия пожара.

Расчет огнестойкости несущих деревянных конструкций выполняется по нормальным и касательным напряжениям. Снижение в условиях пожара геометрических характеристик сечения приводит к тому, что нормальные и касательные напряжения увеличиваются.

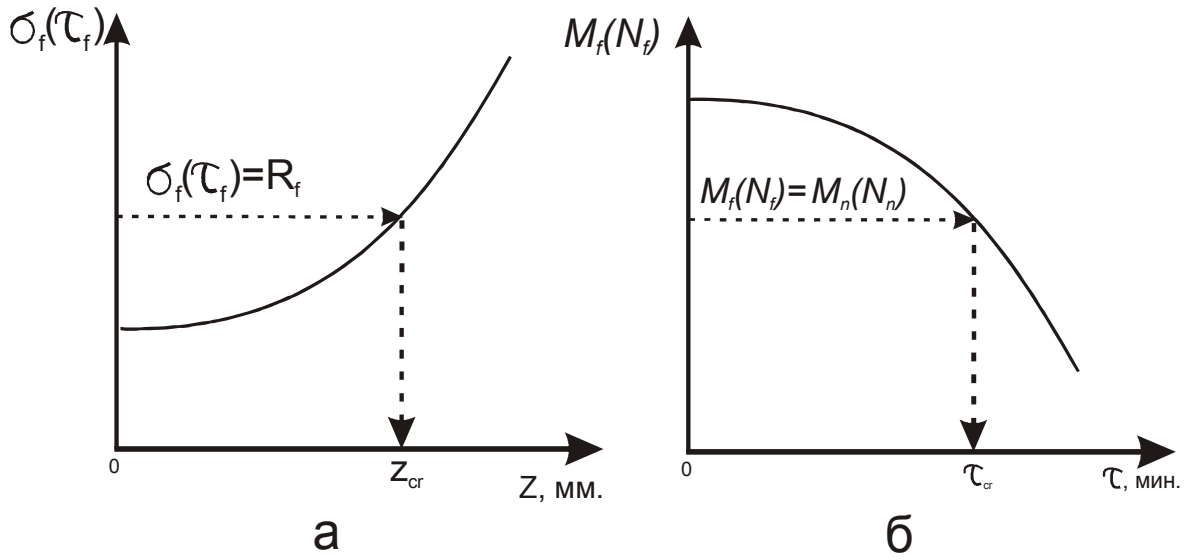


Рис. 5.1 Зависимость: а – величины напряжений в сечении от расчетной глубины обугливания; б – несущей способности от времени действия пожара.

Предельное состояние статически определимой деревянной конструкции определяется следующими равенствами:

$$\sigma_f(\tau_f) = R_f; \quad (5.2)$$

$$M_f(N_f) = M_n(N_n), \quad (5.3)$$

где $\sigma_f(\tau_f)$ – нормальные (касательные) напряжения в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок, R_f – расчетное сопротивление для определения предела огнестойкости определяется по таблице 1 (приложение 7), $M_f(N_f)$ – несущая способность сечения при пожаре, $M_n(N_n)$ – силовые факторы в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок.

Равенство (5.2) используется в основном при оценке пределов огнестойкости элементов деревянных конструкций, а равенство (5.3) – их соединений. Расчет фактических пределов огнестойкости деревянных конструкций проводится при следующих условиях: нагрев деревянных конструкций происходит по режиму «стандартного» пожара; в горизонтальном и вертикальном направлениях сечения элемента древесина обугливается с постоянной скоростью; температура в различных точках необугленного сечения деревянного элемента принимается равной 80 °С; прочностные, упругие и теплофизические характеристики во всех точках необугленной части сечения принимаются одинаковыми; радиус закругления узлов пря-

моугольного сечения r принимается равным расчетной глубине обугливания Z.

Значение глубины обугливания определяется следующим образом:

$$Z = \tau V, \qquad (5.4)$$

где τ – продолжительность огневого воздействия, мин.; V – скорость обугливания, мм/мин (таблица 1 приложение 7).

Процесс обугливания древесины сопровождается уменьшением размеров рабочего сечения деревянной конструкции, поэтому в расчетах по определению предела огнестойкости деревянных элементов вводится коэффициент (η), учитывающий изменение геометрических характеристик (A; W; I; S) конструкции при пожаре (приложение 10).

Например, при обогреве расчетного сечения центрально растянутого элемента или конструкции с 3-х или 4-х сторон критическое значение коэффициента, учитывающего уменьшение площади расчетного сечения, используя формулу (5.2), равно:

$$\eta_{A3(4)} = N_n/(A_n R_{ft(c)}) = \sigma_n/R_{ft(c)} \qquad (5.5)$$

Необходимо учитывать, что η равно отношению геометрических характеристик при пожаре к геометрическим характеристикам до пожара ($\eta \leq 1$) [1].

Значения коэффициента η представляются в виде функции – $\eta = f(h/b; Z_{cr}/h)$, где $b \leq h$ и $Z_{cr} \leq 0{,}25b$. Зависимость коэффициента $\eta = f(h/b; Z_{cr}/h)$ для геометрических характеристик сечения A, W, I, S (площади, момента сопротивления, момента инерции, статического момента) при трех- и четырехстороннем обогреве показаны в приложениях. Семейство кривых на графиках ограничено штрихпунктирной линией. Если точки пересечения параметров η, h/b и Z_{cr}/h находятся ниже штрихпунктирной линии, значение Z_{cr} принимается равным 0,25b.

Пример определения отношения критической глубины обугливания к высоте сечения (Z_{cr}/h) при обугливании с 3-х сторон при известном значении коэффициента η_{A3} и отношении высоты сечения к его ширине (h/b) до пожара равном 1.5 представлен на рис. 5.2.

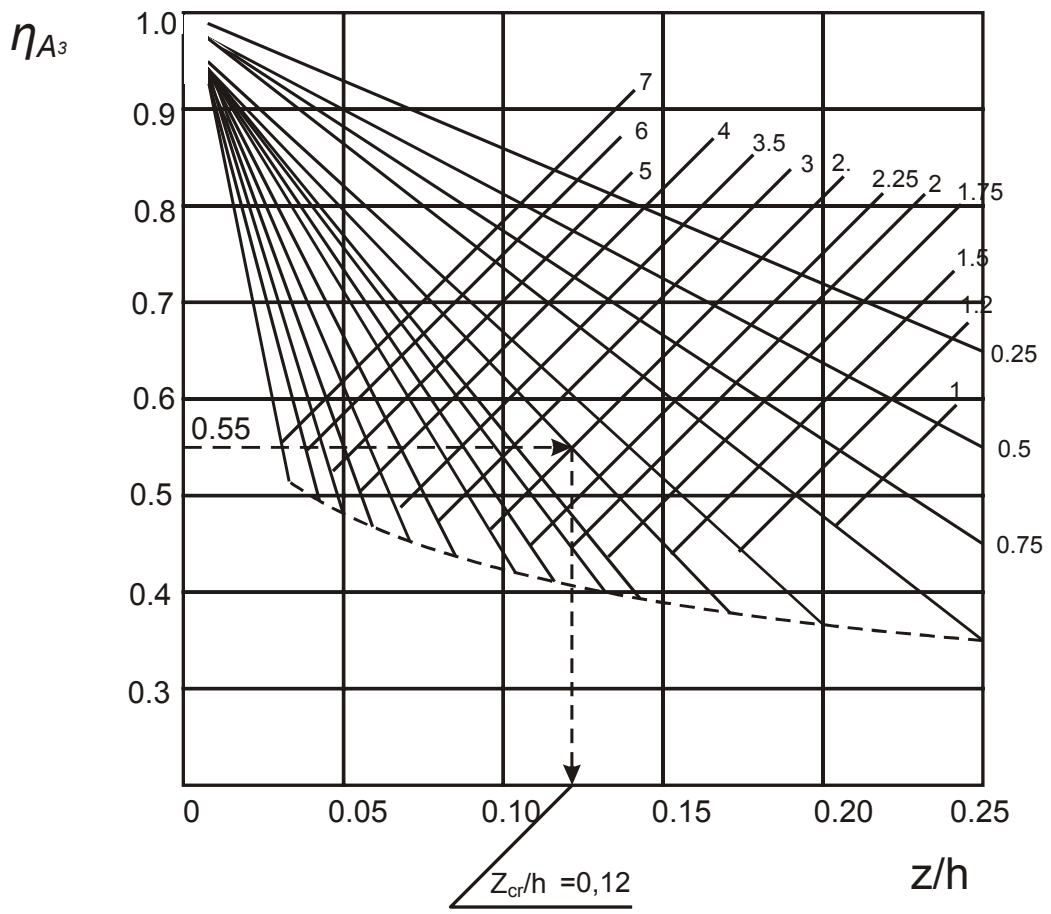


Рис. 5.2. Пример определения отношения критической глубины обугливания к высоте сечения (Z_{cr}/h) при обугливании с 3-х сторон при известном значении коэффициента η_{A3} и отношении высоты сечения к его ширине (h/b) до пожара равном 1.5.

Предел огнестойкости деревянного элемента или конструкции из условия потери их несущей способности равен:

$$\Pi_ф = \tau_0 + \tau_{cr} = 4 + (Z_{cr} - \delta)/V = 4 + Z_{fcr}/V, \qquad (5.6)$$

где τ_0 – время от начала огневого воздействия на древесину температуры при пожаре до ее самовоспламенения (с учетом воздействия стандартного температурного режима пожара и температуры самовоспламенения древесины [17] в расчетах принимается от 3 до 4 минут в среднем для различных пород с влажностью от 2 до 12 % соответственно), τ_{cr} – время от начала самовоспламенения (начало обугливания) древесины до наступления предельного состояния при пожаре, мин., δ – толщина слоя древесины, прогретой до значений температуры 230 – 250 ºС и находящейся за фронтом обугливания (в расчетах принимается 5 мм).

5.1.1. Определение предела огнестойкости растянутой деревянной конструкции

Используем равенство (5.2), которое для растяжения имеет вид $\sigma_{ft}=R_{ft}$

Данное равенство можно представить в следующем виде

$$\frac{N_n}{A\eta_A} = R_{ft}$$

Отсюда:

$$\eta_A = \frac{N_n}{AR_{ft}}, \qquad (5.7)$$

где N_n – продольная нормативная сила растяжения; R_{ft} – расчетное сопротивление древесины при растяжении (таблица 1 приложение 7).

Далее, используя зависимость η_A=f(h/b; Z/h) (приложение 8), находим значение параметра Z_{cr}/h, а затем глубину обугливания Z_{cr}.
Значение $П_Ф$ определяем по формуле (5.6).

5.1.2. Определение предела огнестойкости сжатой деревянной конструкции

<u>А) Из условия прочности</u>

Используя выше рассмотренный метод, значение коэффициента η определяется из выражения:

$$\eta_A = \frac{N_n}{AR_{fc}}, \qquad (5.8)$$

где N_n – продольная сила сжатия от нормативной нагрузки; R_{fc} – расчетное сопротивление древесины при сжатии (таблица 1 приложение 7).
Значение Z_{cr} определим по графикам η_A=f(h/b; Z/h) (приложение 8).
По формуле (5.6) вычисляем значение предела огнестойкости $П_{Ф.}$

<u>Б) Из условия устойчивости</u>

Значение Z_{cr} сжатого элемента из условия устойчивости определяется с помощью построения графической зависимости $\sigma_{fc1....i} – Z_{1....i}$.
Для этого необходимо:

- задаться значениями глубины обугливания

$$Z_{1....i} \leq 0{,}25b;$$

- определить значения параметров $Z_{1....i}$/h и h/b;
- с помощью графиков η_A=f(h/b; Z/h) и η_I=f(h/b; Z/h) по приложениям 8 и 11 найти значения коэффициентов $\eta_{A1...i}$ и $\eta_{I1...i}$;

- определить значения радиуса инерции $i_{f1\ldots i} = 0{,}289\ b\sqrt{\frac{\eta_{I1\ldots i}}{\eta_{A1\ldots i}}}$ и гибкость элемента $\lambda_{f1\ldots i} = l_0/i_{f1\ldots i}$,
где l_0 – расчетная длина элемента;

- определить значения коэффициента продольного изгиба $\varphi = 4000/\lambda^2_{f1\ldots i}$ при $\lambda_{f1\ldots I} > 90$ (упругая работа древесины) или $\varphi = I - 0{,}625(\lambda_{f1\ldots i}/100)^2$ при $\lambda_{f1\ldots i} \leq 90$ (упруго-пластическая работа древесины);

- определить значения напряжения сжатия элемента

$$\sigma_{fc1\ldots i} = \frac{N_n}{A\varphi_{f1\ldots i}\eta_{f1\ldots i}} \qquad (5.9)$$

- построить график $\sigma_{fc1\ldots i} - Z_{1\ldots i}$ и для $\sigma_{fc} = R_{fc}$ найти искомое значение Z_{cr}.

Значение предела огнестойкости $П_Ф$ определяем по формуле (5.6).

5.1.3. Определение предела огнестойкости изгибаемой деревянной конструкции

А) Из условия прочности по нормальным напряжениям

- определяем максимальные нормальные напряжения от изгиба балки постоянного по ее длине сечения, находящейся под действием равномерно-распределенной нагрузки, возникающие в среднем сечении по длине конструкции (рис. 5.3), а максимальные касательные напряжения – в опорных сечениях балки.

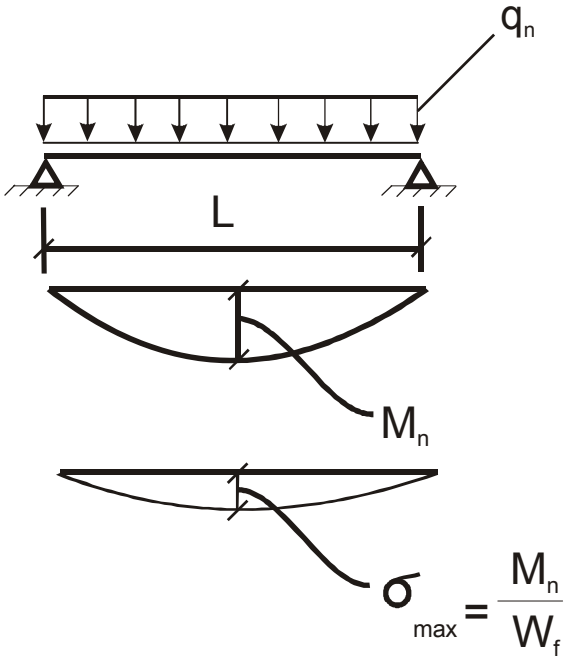


Рис. 5.3 Расчетная схема балки с постоянной по длине высотой сечения.

Изгибающий момент и поперечная сила в расчетных сечениях балки от действия нормативной нагрузки равны:

$$M_n = q_n L^2/8 \text{ (кН·м)}; \quad (5.10)$$

$$Q_n = q_n L/2 \text{ (кН)}, \quad (5.11)$$

где L – расчетная длина балки, м.

Момент сопротивления сечения балки при пожаре равен

$$W_f = W\ \eta_{w(3)(4)}, \quad (5.12)$$

Определяем значение коэффициента $\eta_{w(3)(4)}$, учитывающего изменение геометрической характеристики балки (момента сопротивления сечения балки) при пожаре:

$$\eta_{w(3)(4)} = M_n / (WR_{fw}), \quad (5.13)$$

где M_n – изгибающий момент (кН·м); W – момент сопротивления балки до пожара, $W=(bh^2)/6$ ($м^3$); R_{fw} – расчетное сопротивление для определения пределов огнестойкости деревянных конструкций (определяется по табл. 2).

- для найденных значений $\eta_{w(3)(4)}$ и h/b, определяем величину z_{cr}/h и z_{cr}, используя номограммы (приложение 8);

- определяем фактическое значение предела огнестойкости балки:

$$П_{факт.} = \tau_0 + \tau_{cr} = \tau_0 + z_{fcr}/v \text{ (мин)},$$

где τ_0 – время при пожаре от начала воздействия температуры на древесину до ее самовоспламенения (начало обугливания), мин. (τ_0 = 4 минуты при влажности древесины 12 %); $z_{fcr}=z_{cr} - \delta$; v – скорость обугливания древесины (определяется по таблице 2 приложение 7).

<u>Б) Из условия прочности по касательным напряжениям</u>

Для определения предела огнестойкости балки прямоугольного сечения из условия прочности по касательным напряжениям построим графическую зависимость $\tau_{f1...i} = f(Z)$. Для нескольких произвольных расчетных значений глубины обугливания ($Z_{1...i}$) определим значения касательных напряжений ($\tau_{f1...i}$):

$$\tau_{f1...i} = \frac{Q_n S \eta_{S1...i}}{I \eta_{I1...i}(b - kZ_{1...i})}, \quad (5.14)$$

где Q_n – поперечная сила в расчетном сечении от нормативной нагрузки; S – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси до пожара ($S = bh^2/8$ – для прямоугольного сечения относительно оси X); I – момент инерции брутто поперечного сечения относительно нейтральной оси до пожара ($I = bh^3/12$ – для прямоугольного сечения относительно оси X); b – ширина сечения элемента; k – коэффициент, равный 2 (для схемы обогрева 1 и 3 по прил. 2) и равный 1 (для схемы обогрева 2 по прил. 2); $Z_{1...i}$ – расчетные значения глуби-

ны обугливания ($Z_{1...i} \leq 0{,}25b$ при $b \leq h$); $\eta_{S1...i}$, $\eta_{I1...i}$ – значения коэффициентов, учитывающих изменение геометрических характеристик сечение (S, I), определяемых по приложениям 11.

Находим расчетное сопротивление для определения пределов огнестойкости деревянных конструкций из условия скалывания древесины вдоль волокон по таблице 1 приложение 7.

По построенному графику $\tau_{f1...i} = f(z_{1...i})$ определяем z_{cr} и предел огнестойкости по формуле (5.6).

<u>Из условия устойчивости плоской формы деформирования</u>

Для определения предела огнестойкости балки из условия устойчивости плоской формы деформирования построим графическую зависимость $\sigma_f = f(Z)$.

Для построения графической зависимости по нескольким произвольным расчетным значениям глубины обугливания ($Z_{1...i}$) определим значения нормальных напряжений ($\sigma_{f1..i}$):

$$\sigma_{f1..i} = \frac{M_n}{\varphi_{fM...i} W \eta_{w1...i}} \text{ (МПа)} \qquad (5.15)$$

- произвольно задаемся глубиной обугливания Z_2; Z_3; $Z_{1...i}$ в пределах граничных значений;

- определим параметры $\frac{h}{b}$ u $\frac{Z_{cr1}}{h} \ldots . \frac{Z_{cri}}{h}$;

- определим по номограммам (приложение 8) значение коэффициентов $\eta_{w1} \ldots \eta_{wi}$;

- определим значение коэффициента $\varphi_{fM1...i}$ с учетом изменения размеров сечения в середине пролета балки в результате обугливания древесины с трех или четырех сторон по формуле:

$$\varphi_{fM1...i} = 250 \frac{(b - kZ_{1...i})^2 K_{f\phi} K_{f\text{жм}1...i}}{(h - nZ_{1...i})\ell_{fp}} \text{ (МПа)} \qquad (5.16)$$

k=2 – схема 1 и 3; k=1 – схема 2 (приложение 9);

$\kappa_{f\phi}$ и $k_{f\text{жм}1...i}$ (приложение 12); n=1 при 3-стороннем обогреве; n=2 при 4-стороннем обогреве.

- найдем по таблице 1(приложение 7) расчетное сопротивление для определения пределов огнестойкости деревянных конструкций для напряженного состояния – изгиб.

- построим график $\sigma_f = f(Z)$ и по нему определим предельную глубину обугливания Z_{cr}, а по формуле (5.6) предел огнестойкости деревянной конструкции.

5.2. Примеры расчета

Пример 1. Определить фактический предел огнестойкости растянутого клееного деревянного элемента сечением b×h =50×150 мм, выполненного из сосны первого сорта (влажность древесины 12 %) и обогреваемого с четырех сторон. На элемент действует усилие N_n=65 кН.

Решение

1. Определяем площадь сечения элемента

$$A=b\cdot h=0{,}05\cdot 0{,}15=0{,}0075\ м^2.$$

2. Определяем значение коэффициента $\eta_{A(4)}$

$$\eta_{A(4)}=N_n/(AR_{ft})=65\cdot 10^3/0{,}0075\cdot 20\cdot 10^6=0{,}43$$

где R_{ft} = 20 МПа (таблица 1 приложение 7).

3. Определяем значение Z_{cr}, используя номограммы η_A=f(h/b; Z/h) (приложение 8).

При h/b=150/50=3 и $\eta_{A(4)}$=0,43 отношение Z_{cr}/h=0,08, а значение Z_{cr}=0,08×150=12 мм.

4. Определяем фактический предел огнестойкости элемента

$$П_ф=\tau_0+ Z_{fcr}/\upsilon=4+(12 – 5)/0{,}7=14\ мин$$

где υ=0,7 мм/мин (таблица 2 приложение 7).

Пример 2. Определить фактический предел огнестойкости из условия прочности сжатого элемента из цельной древесины сечением b×h=120×300 мм, выполненного из сосны второго сорта (влажность древесины 12 %) и обогреваемого с четырех сторон. На элемент действует усилие N_n=500 кН.

Решение

1. Определяем площадь сечения элемента

$$A=b\cdot h=0{,}12\cdot 0{,}3=0{,}036\ м^2$$

2. Определяем значение коэффициента $\eta_{A(4)}$

$$\eta_{A(4)}=N_n/(AR_{fc})=500\cdot 10^3/0{,}036\cdot 23\cdot 10^6=0{,}6$$

3. Определяем значение Z_{cr}, используя номограммы η_A=f(h/b; Z/h) (приложение 8).

При h/b=300/120=2,5 и $\eta_{A(4)}$=0,6 отношение Z_{cr}/h=0,094, а значение Z_{cr}=0,067·300=20,1 мм.

4. Определяем фактический предел огнестойкости элемента

$$П_ф=\tau_0+ Z_{fcr}/\upsilon=4+(20{,}1 – 5)/0{,}8=22{,}9\ мин$$

где υ=0,8 мм/мин (таблица 2 приложение 7).

Пример 3. Определить фактический предел огнестойкости (из условия устойчивости) сжатого элемента из цельной древесины сечением b×h=120x240 мм, выполненного из сосны третьего сорта (влажность древесины 12 %) и обогреваемого с четырех сторон. На элемент, имеющий шарнирное опирание и длину *l*=2,5 м, действует усилие N_n=100 кН.

Решение

1. Задаемся значениями глубины обугливания: Z_1=10 мм; Z_2=20 мм и Z_3=0,25b=0,25·120=30 мм.
2. Определяем значения параметров Z_1/h=10/240=0,0417; Z_2/h=0,0833; Z_3/h=0,125; h/b=240/120=2.
3. С помощью графиков η_I=f(h/b; Z/h) и η_A=f(h/b; Z/h) (приложения 8 и 11) находим значения коэффициентов: $\eta_{A1(4)}$=0,76; $\eta_{A2(4)}$=0,55; $\eta_{A3(4)}$=0,34; $\eta_{I1(4)}$=0,68; $\eta_{I2(4)}$=0,38; $\eta_{I3(4)}$=0,22.
4. Определяем значения радиуса инерции и гибкости:

$$i_{f1}=0{,}289b\sqrt{\frac{\eta_{I1(4)}}{\eta_{A1(4)}}}=0{,}289\cdot120\sqrt{0{,}68/0{,}76}=33 \text{ мм};$$

$$i_{f2}=0{,}289\cdot120\sqrt{0{,}38/0{,}55}=28{,}83 \text{ мм};$$

$$i_{f3}=0{,}289\cdot120\sqrt{0{,}22/0{,}34}=27{,}89 \text{ мм}.$$

$\lambda_{f1}=l_0/i_{f1}$=2500/33=75,7; λ_{f2}=2500/28,83=85,72; λ_{f3}=2500/27,89=89,64, где $l_0=\mu l$=1·2,5=2,5 м

5. Определяем значение коэффициента продольного изгиба.
При $\lambda_{f1...3}$ < 90 значения коэффициентов равны:
$\varphi_{f1}=1-0{,}625(\lambda_{f1}/100)^2=1-0{,}625(75{,}7/100)^2=0{,}7$; $\varphi_{f2}=1-0{,}625(85{,}72/100)^2=0{,}532$;
$\varphi_{f3}=1-0{,}625(89{,}64/100)^2=0{,}498$.
6. Определяем значения напряжения сжатия:
$\sigma_{fc1}=N_n/\varphi_{f1}A\eta_{A1(4)}=100\cdot10^3/0{,}7\cdot0{,}0288\cdot0{,}76=6{,}53\cdot10^6$ Па;
$\sigma_{fc2}=100\cdot10^3/0{,}532\cdot0{,}0288\cdot0{,}55=11{,}87\cdot10^6$ Па;
$\sigma_{fc3}=100\cdot10^3/0{,}498\cdot0{,}0288\cdot0{,}34=20{,}5\cdot10^6$ Па,
где площадь сечения A=b·h=0,12·0,24=0,0288 м^2.
7. Строим графическую зависимость $\sigma_{fc1...i}$ - $Z_{1...i}$ (рис. 5.4), где для σ_{fc} = R_{fc} = 16 МПа определяем Z_{cr} = 25 мм.
8. Определяем фактический предел огнестойкости элемента по формуле (5.6)

$$П_ф=\tau_0+Z_{fcr}/\upsilon=4+(25-5)/0{,}8=29 \text{ мин}.$$

где υ=0,8 мм/мин (таблица 2 приложение 7).

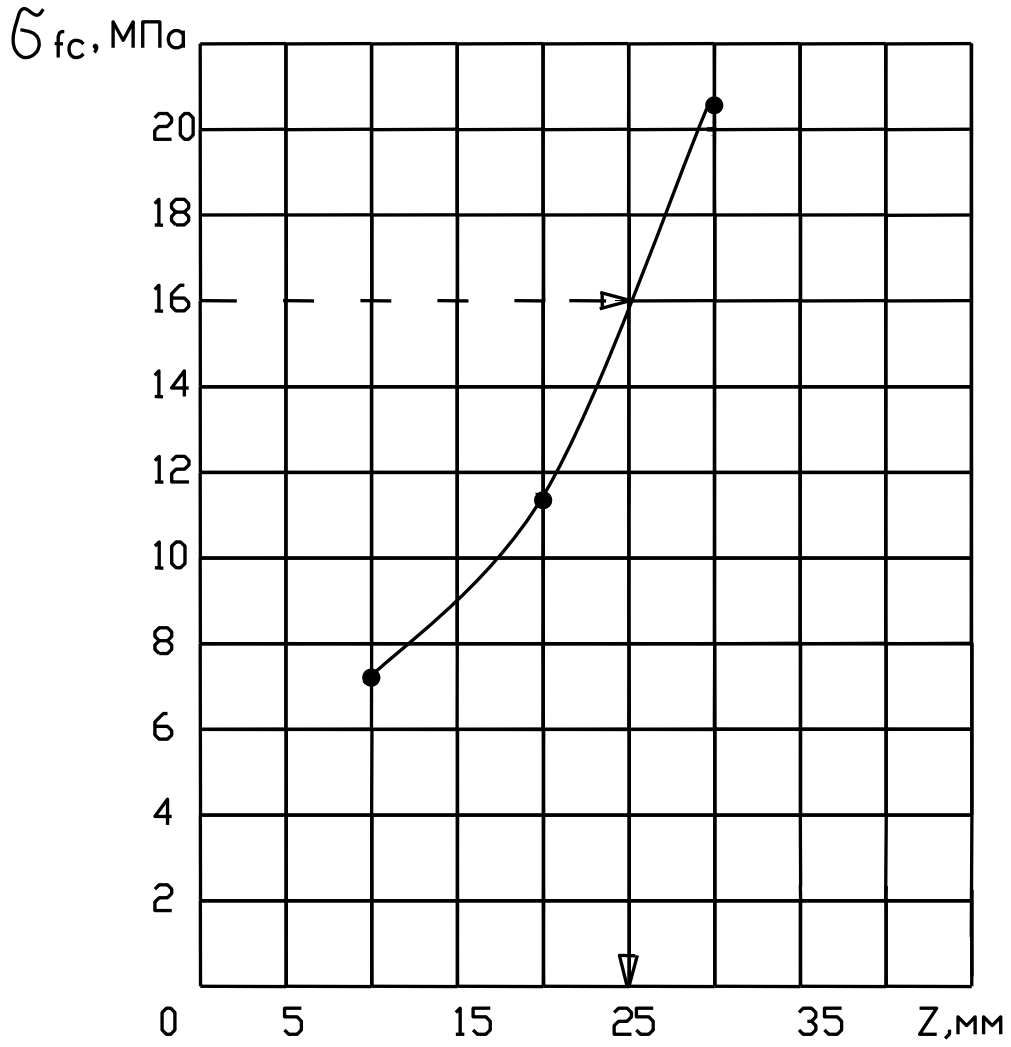


Рис. 5.4 Зависимость σ_{fc} =f(z) для определения предельной глубины обугливания.

Пример 4. Определить фактический предел огнестойкости изгибаемого деревянного клееного элемента длиной *l*=4 м и сечением 140х560 мм, изготовленного из сосны первого сорта (влажность древесины 12 %). На элемент, свободно лежащий на двух опорах и обогреваемый с трех сторон (схема 1 приложение 9), действует равномерно-распределенная нагрузка q_n=20 кН/м.

Решение

1. Определяем момент сопротивления сечения элемента, статический момент, момент инерции.

$$W=bh^2/6=0,14\cdot0,56^2/6=0,00732\ м^3;$$
$$S = bh^2/8=0,14\cdot0,56^2/8= 0,005488\ м^3;$$
$$I = bh^3/12= 0,14\cdot0,56^3/12=0,002049\ м^4.$$

2. Определяем значение изгибающего момента и поперечной силы

$$M_n=q_n l^2/8=20\cdot4^2/8=40кН\cdot м;$$

$$Q_n = q_n \cdot l/2 = 20 \cdot 4/2 = 40 \text{ кН}.$$

3. Определяем значение коэффициента $\eta_{W(3)}$

$$\eta_{W(3)} = M_n/(WR_{fw}) = 40 \cdot 10^3/0{,}00732 \cdot 29 \cdot 10^6 = 0{,}188$$

4. Определяем значение Z_{cr}, используя графики $\eta_{w(3)}$=f(h/b; Z/h) (приложение 8).

При h/b=560/140=4 и $\eta_{W(3)}$=0,188 точка пересечения этих параметров находится ниже штрихпунктирной линии.

Тогда Z_{cr}=0,25b=0,25·140=35 мм.

5. Для определения критической глубины обугливания из условия прочности по касательным напряжениям построим график зависимости $\tau_{f1...i}$ = f(Z), для чего зададимся тремя значениями глубины обугливания: Z_1=10·υ= =10·0,6=6 мм; Z_2=20 мм и Z_3=0,25b=0,25·140=35 мм. Соответственно, Z_1/h=6/560=0,0107; Z_2/h=20/560=0,0357; Z_3/h=35/560= =0,0625;

6. Определим значения коэффициентов $\eta_{S(3)1...3}$, $\eta_{I(3)1...3}$ по прил.11.

$\eta_{S(3)1}$ =0,89; $\eta_{S(3)2}$ =0,66; $\eta_{S(3)3}$ =0,42;

$\eta_{I(3)1}$ =0,875; $\eta_{I(3)2}$ =0,64; $\eta_{I(3)3}$ =0,4.

7. Определим значение касательных напряжений $\tau_{f1...3}$ при заданных глубинах обугливания $Z_{1...3}$.

$$\tau_{f1} = \frac{Q_n S \eta_{S1}}{I \eta_{I1}(b - kZ_1)} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 0{,}005488 \cdot 0{,}89}{0{,}002049 \cdot 0{,}875(0{,}14 - 2 \cdot 0{,}006)} = 851342 \text{ Па} = 0{,}85 \text{ МПа};$$

$$\tau_{f2} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 0{,}005488 \cdot 0{,}66}{0{,}002049 \cdot 0{,}64(0{,}14 - 2 \cdot 0{,}02)} = 1104832 \text{ Па} = 1{,}1 \text{ МПа};$$

$$\tau_{f3} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 0{,}005488 \cdot 0{,}42}{0{,}002049 \cdot 0{,}4(0{,}14 - 2 \cdot 0{,}035)} = 1607028 \text{ Па} = 1{,}61 \text{ МПа};$$

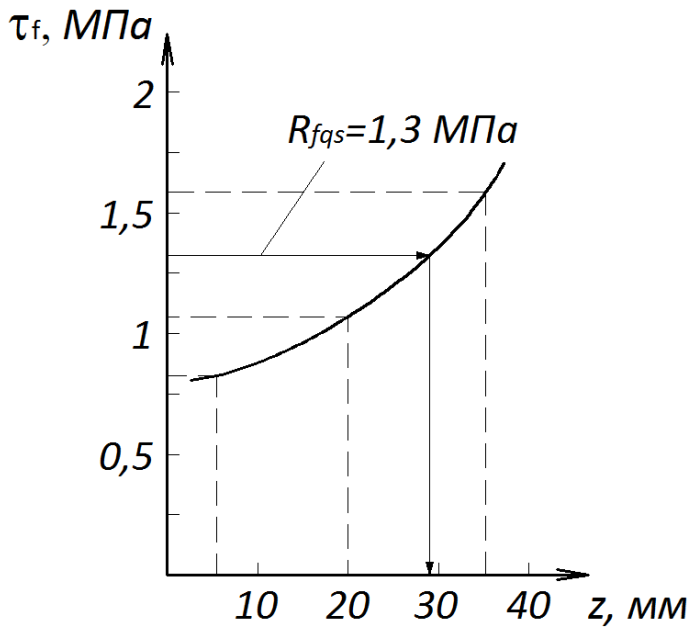


Рис. 5.5 Зависимость τ_f=*f*(z) для определения предельной глубины обугливания.

8. Находим расчетное сопротивление из условия скалывания древесины вдоль волокон (табл.1, прил.7). R_{fqs}= 1,3 МПа.
9. Строим график зависимости $\tau_f=f(z)$ (см.рис.5.5). По построенному графику определяем Z_{cr}=29 мм.
10. Определяем фактический предел огнестойкости по минимальному из двух вычисленных значений $Z_{cr,min}$=29 мм.
$П_ф=\tau_0+ Z_{fcr}/\upsilon=4+(29 – 5)/0,6=44$ мин,
где υ=0,6 мм/мин (таблица 2 приложение 7).

5.3. Упражнение «Проверка соответствия деревянных конструкций требованиям пожарной безопасности»

5.3.1. Задание, исходные данные

Номер варианта упражнения, подлежащего выполнению, доводится до сведения слушателей института заочного и дистанционного обучения на установочной лекции, а для слушателей очного обучения на практическом занятии.

При выполнении упражнения необходимо выполнить следующее:

- записать исходные данные по своему варианту;
- привести общую характеристику здания;
- определить фактический предел огнестойкости клееной деревянной балки;
- определить требуемую степень огнестойкости и класс конструктивной пожарной опасности здания;
- проверить соответствие клееной деревянной балки требованиям пожарной безопасности;
- разработать конструктивные решения, обеспечивающие защиту одного из опорных узлов балок или узла соединения элементов связей от непосредственного воздействия температуры при пожаре;
- привести список литературы;
- выполнить графическую часть работы.

Графическая часть должна включать:

- поперечный разрез здания;
- схему связей каркаса;
- общий вид балки или ее половины с расчетными сечениями;
- конструктивные технические решения, обеспечивающие защиту рассматриваемого опорного узла балки или узла соединения элементов связей.

Методика проверки соответствия деревянных конструкций требованиям пожарной безопасности состоит в следующем:

1.Определяют требуемые степень огнестойкости и класс конструктивной пожарной опасности здания [14].

2.На основании требуемых степени огнестойкости и класса конструктивной пожарной опасности здания по табл. 21,22 [2] находят требуемый предел огнестойкости и допускаемый класс пожарной опасности строительных конструкций.

3.Оценивают опасность строительных материалов, используемых в конструкциях (горючесть, воспламеняемость, распространение пламени, дымообразующая способность и токсичность продуктов горения), используя учебную и справочную техническую литературу (например, [1]) и определяют область применения этих материалов (в конструкциях какого класса пожарной опасности разрешается использовать материалы). Результаты оценки пожарной опасности материалов целесообразно представить в виде таблицы (таблица 5.1).

Таблица 5.1

Таблица оценки пожарной опасности материалов строительных конструкций

Наименование и характеристика материалов строительных конструкций	**Предусмотрено проектом**					**Ссылка на «Справочник…»**	**Фактический класс пожарной опасности конструкции**	**Ссылка на нормативные документы**
	Г	**В**	**РП**	**Д**	**Т**			
1	2	3	4	5	6	7	8	9

4.Исходя из характеристики конструктивных элементов здания и пожарной опасности строительных конструкций, определяют фактический класс пожарной опасности конструкций.

5.Фактический предел огнестойкости деревянной конструкции, определяемый расчетом, сравнивают с требуемым пределом огнестойкости. Требование пожарной безопасности: $П_{ф.} \geq П_{тр.}$

6. Фактические классы пожарной опасности строительных конструкций сравнивают с допускаемыми классами пожарной опасности конструкций требованиям пожарной безопасности. Требование пожарной безопасности: $К_{ф.} \leq К_{тр.}$

7.При несоблюдении требований пожарной безопасности необходимо предложить технические решения по повышению предела огнестойкости и снижению пожарной опасности деревянной конструкции.

Исходные данные для выполнения упражнения, в зависимости от варианта, выбираются по таблице 5.2 с использованием рис. 5.6.

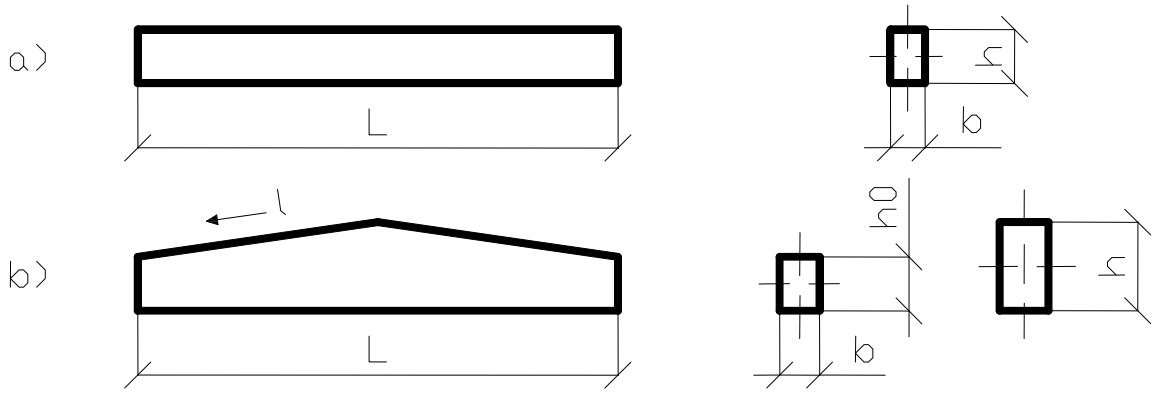


Рис. 5.6. Балки клееные:
а – постоянной высоты сечения (БКП); б – двускатная (БКД).

Общими для всех исходными данными являются следующие:

- балки склеены из еловых досок толщиной после фрезерования 33 мм;

- расстояние $l_р$ между точками закрепления сжатой кромки балок от смещения равно 1,5 м;

- высота кирпичных стен составляет 6 м.

В предлагаемом для выполнения упражнении рассматривается трехпролетное здание (рис. 5.7) производственного назначения (функциональная пожарная опасность Ф 5.1) с категорией производства Г, с шагом несущих конструкций, в зависимости от варианта, 3 м или 6 м, высотой здания 6 метров. Длина здания составляет 60 метров. Длина всех пролетов одинакова. Крайние пролеты рассматриваемого здания перекрыты балками клееными постоянного сечения (БКП), а средний пролет – балкой клееной двускатной (БКД). Двускатные клееные балки опираются на железобетонные колонны среднего ряда. Клееные балки постоянного сечения одной стороной опираются на колоны среднего ряда, а другой – на кирпичные стены.

Отступления от задания в части варианта и цифровых данных, приведенных в таблице 6, не допускаются.

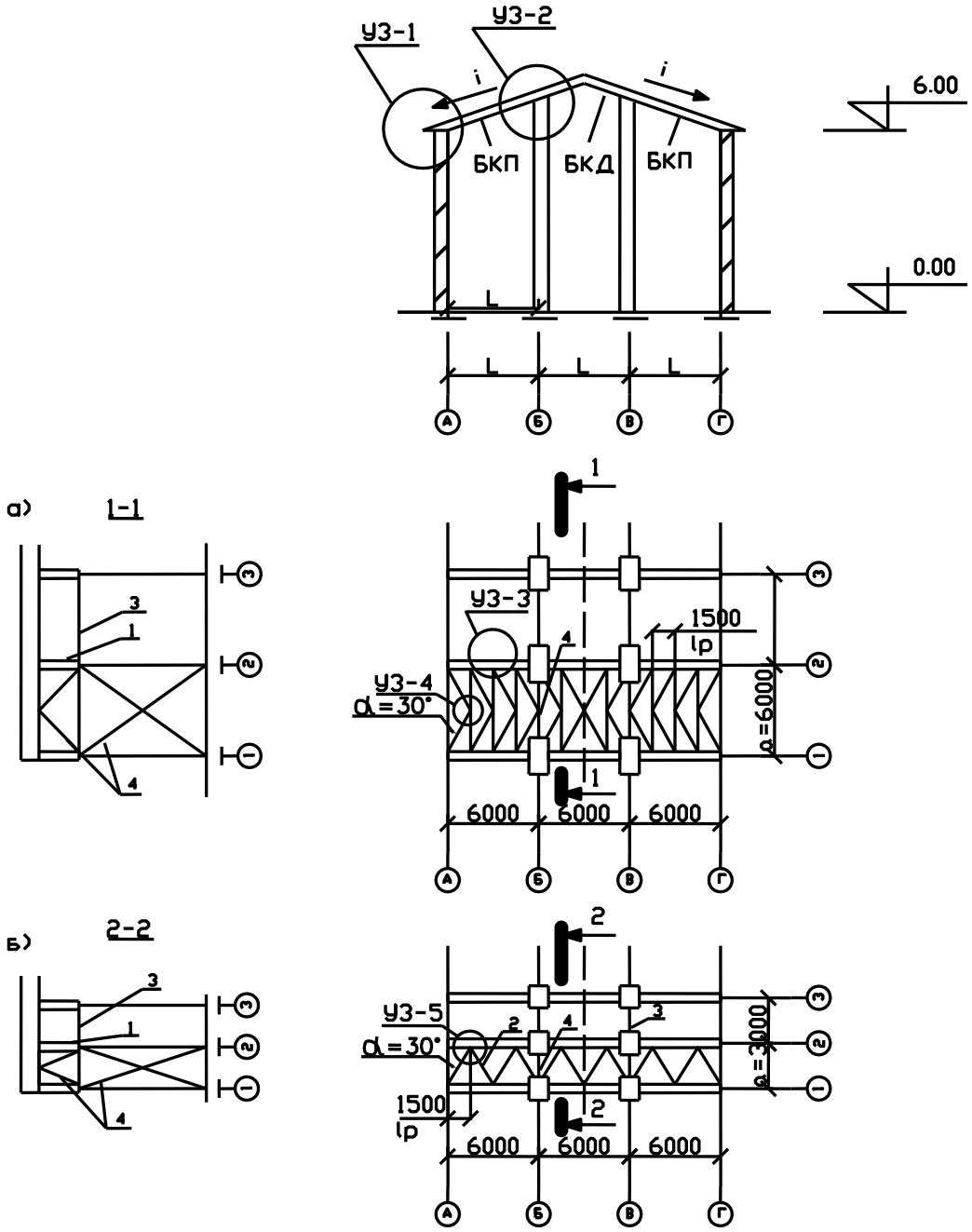


Рис. 5.7. Поперечный разрез здания и пример расстановки горизонтальных и вертикальных связей для балок пролетом L = 6 м; а – при шаге конструкции – 6 м; б – при шаге конструкции – 3 м; 1 – балка; 2 – раскос; 3 – распорка; 4 – вертикальная связевая ферма.

Таблица 5.2

Исходные данные для расчета клееной деревянной балки (БКП) с постоянной по ее длине высотой сечения (односкатная балка)

Цифры номера зачетной книжки		Расчетный пролет L, м	Шаг балок а, м	Полная расчетная нагрузка на балку q*,кПа	Размеры поперечного сечения балки, мм.		Сорт древесины	Количество сторон обогрева при пожаре*	Длина балки на которой произошло обрушение связей lpf, м	Номер узлов опирания балок и крепления элементов связей
предпоследняя	последняя				Высота h	Ширина b				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0	6	3	4,0	450	120	1	4	3,0	1;5
	1	9	3	4,0	720	120	1	3	3,0	2;5
	2	12	6	1,5	810	140	2	4	4,5	1;3
	3	15	6	1,5	900	160	1	3	6,0	2;4
	4	18	3	8,9	1570	240	2	3	6,0	1;5
	5	6	6	2,4	495	120	2	3	3,0	2;3
	6	9	6	2,5	720	140	2	4	4,5	1;4
	7	12	3	4,0	810	170	1	3	6,0	2;5
	8	15	3	3,2	980	140	2	4	4,5	1;5
	9	18	6	3,0	1430	210	1	4	9,0	2;3
1	0	18	3	7,0	1496	210	2	3	3,0	1;5
	1	15	6	2,1	1010	160	1	3	6,0	2;4
	2	12	3	5,1	810	210	2	4	4,5	1;5
	3	9	3	6,0	720	170	1	3	3,0	2;5
	4	6	3	5,4	495	140	1	4	3,0	1;5
	5	6	3	6,6	540	140	2	3	3,0	2;5
	6	9	6	4,0	900	170	2	4	4,5	1;3
	7	12	6	3,0	1080	170	1	3	3,0	2;4
	8	15	3	4,0	1020	160	2	4	6,0	1;5
	9	18	3	9,2	1530	240	1	3	4,5	2;5
2	0	6	3	9,3	585	170	2	3	3,0	1;5
	1	9	3	7,4	900	140	1	4	3,0	2;5
	2	12	6	4,3	1080	190	1	4	6,0	1;3
	3	15	3	3,1	940	140	2	3	7,5	2;5
	4	18	6	4,1	1564	210	2	4	3,0	1;4
	5	18	3	5,2	1300	190	1	3	6,0	2;5
	6	15	6	1,9	1015	160	1	4	4,5	1;3
	7	12	6	5,1	1080	240	1	3	3,0	2;4
	8	9	3	9,0	900	190	1	3	4,5	1;5
	9	6	6	7,0	720	170	2	4	3,0	2;3
3	0	15	6	1,2	920	120	1	4	4,5	1;4
	1	12	3	8,0	1080	210	2	3	3,0	2;5
	2	9	6	2,2	730	120	2	4	3,0	1;3
	3	6	6	3,8	550	160	1	4	3,0	2;4
	4	18	3	4,2	1230	190	2	3	6,0	1;5
	5	15	3	5,5	1220	170	2	3	7,5	2;5
	6	12	3	3,8	860	140	2	3	6,0	1;5
	7	9	3	5,2	720	160	1	3	4,5	2;5
	8	6	3	10,0	710	160	2	3	3,0	1;5
	9	18	6	3,3	1400	210	1	4	6,0	2;3

окончание таблицы 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	0	6	3	5,4	540	120	2	3	3,0	1;5
	1	9	6	3,8	900	160	1	4	3,0	2;4
	2	12	3	4,0	920	140	2	3	3,5	1;5
	3	15	6	1,4	950	140	1	4	3,5	2;3
	4	18	3	2,8	1010	170	2	3	6,0	1;5
	5	6	6	4,1	670	120	1	4	3,0	2;4
	6	9	3	8,0	870	170	2	3	4,5	1;5
	7	12	6	2,5	890	170	1	3	3,5	2;3
	8	15	3	4,4	1015	190	2	3	6,0	1;5
	9	18	6	2,3	1200	190	1	4	4,5	2;4
5	0	15	3	1,0	620	120	1	3	6,0	1;5
	1	12	3	4,6	890	170	1	4	6,0	2;5
	2	9	6	3,9	910	140	1	3	4,5	1;3
	3	6	6	2,3	510	120	2	3	3,0	2;4
	4	18	6	2,1	1210	190	2	4	6,0	1;3
	5	18	3	5,8	1310	210	1	3	7,5	2;5
	6	15	3	4,1	1050	160	1	4	4,5	1;5
	7	12	6	2,7	990	160	2	3	3,5	2;4
	8	9	6	4,1	950	140	1	3	3,0	1;3
	9	6	3	8,5	670	120	2	4	3,0	2;5
6	0	18	6	4,1	1500	240	2	3	6,0	1;4
	1	15	3	6,3	1200	190	1	3	4,5	2;5
	2	12	6	3,7	1100	170	2	4	4,5	1;3
	3	9	6	5,0	1000	160	1	4	4,5	2;4
	4	6	6	3,3	600	120	2	3	3,0	1;3
	5	6	6	2,3	500	120	1	3	3,0	2;4
	6	9	3	3,8	700	120	2	3	3,0	1;5
	7	12	3	3,2	800	140	1	3	4,5	2;5
	8	15	6	1,2	900	140	2	4	4,5	1;3
	9	18	6	1,1	950	160	1	3	6,0	2;4
7	0	6	6	3,5	620	120	2	3	3,0	1;3
	1	9	6	3,3	860	140	2	4	3,0	2;4
	2	12	3	3,9	880	140	1	3	4,5	1;5
	3	15	3	2,6	910	140	2	4	6,0	2;5
	4	18	6	1,1	980	160	1	3	9,0	1;3
	5	6	3	5,0	520	120	2	3	3,0	2;5
	6	9	3	5,8	750	160	2	3	4,5	1;5
	7	12	6	2,3	890	160	1	4	3,0	2;4
	8	15	6	1,7	960	170	2	4	4,5	1;3
	9	18	3	2,8	980	190	1	3	7,5	2;5
8	0	18	6	2,8	1320	210	2	3	6,0	1;4
	1	18	3	5,1	1290	190	1	4	7,5	2;5
	2	15	6	2,2	1100	170	2	4	7,5	1;3
	3	15	3	3,6	990	160	1	3	4,5	2;5
	4	12	6	2,4	980	160	2	3	6,0	1;4
	5	12	3	3,4	860	140	1	4	3,0	2;5
	6	9	6	2,5	770	140	2	4	4,5	1;3
	7	9	3	4,5	760	120	1	3	3,0	2;5
	8	6	6	5,1	720	140	2	3	3,0	1;4
	9	6	3	9,0	730	120	1	4	3,0	2;5
9	0	9	6	4,1	890	160	1	3	4,5	1;3
	1	6	6	4,0	660	140	2	3	3,0	2;4
	2	9	3	3,9	750	120	2	4	3,0	1;5
	3	6	3	5,8	580	120	1	4	3,0	2;5
	4	12	3	2,5	780	120	2	4	4,5	1;5
	5	15	6	1,0	810	140	1	3	4,5	2;3
	6	12	6	1,5	820	140	2	3	6,0	1;4
	7	15	3	2,9	920	160	2	4	7,5	2;5
	8	18	3	2,5	990	170	2	4	4,5	1;5
	9	18	6	2,5	1260	210	1	3	4,5	2;3

*схема обогрева выбирается в зависимости от количества сторон обогрева: 3 стороны обогрева – схема 1; 4 стороны обогрева – схема 3.

5.3.2. Разработка связей между балками

Жесткость рассматриваемого здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением железобетонных стоек в фундаменте и наружными стенами, выполненными из кирпича. Неизменяемость здания в продольном направлении следует обеспечивать постановкой вертикальных и горизонтальных связей (рис. 5.7).

Железобетонные стойки одного ряда раскрепляются между собой крестовыми связями из стали круглого сечения. Для раскрепления клееных деревянных балок применяются горизонтальные и вертикальные связи, выполненные из не клееной древесины в виде брусков сечением 130х130 мм. При использовании в качестве кровельных конструкций, выполненных с применением металлочерепицы на деревянном каркасе, горизонтальные и вертикальные связи устанавливаются в торцах здания и в промежутке между ними через 25 – 30 м.

При шаге несущих конструкций, равном 6 м, горизонтальные связи устраиваются в виде распорок и раскосов, образующих полураскосную систему (рис. 5.7 а), а при шаге 3 м – в виде раскосов, образующих раскосную систему (рис. 5.7 б).

Элементы деревянных связей соединяются между собой и с балками стальными элементами и нагелями.

5.3.3. Сбор нагрузок на балку, определение усилий

Полная расчетная равномерно-распределенная нагрузка q*, представленная в таблице исходных данных (таблица 5.2), приходится на 1 м^2 плана здания и состоит из постоянной нагрузки от веса конструкции кровли, собственного веса балки и временной нагрузки от снега.

Расчет прочности клееной балки и устойчивость ее плоской формы деформирования выполняется на действие расчетной нагрузки, приходящейся на 1 погонный метр длины балки

$$q = q \cdot a, \qquad (5.3.1)$$

где а – шаг балок.

Расчет предела огнестойкости балки выполняется на действие полной нормативной нагрузки, приходящейся на 1 погонный метр длины конструкции

$$q_n = \frac{q}{\gamma_f}, \qquad (5.3.2)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, усредненное значение которого при выполнении контрольной работы условно принимается равным 1,2.

Максимальные нормальные напряжения от изгиба балки постоянного сечения, находящейся под действием равномерно-распределенной нагрузки, возникают в среднем сечении по длине конструкции.

Изгибающий момент в сечении такой балки от действия нормативной нагрузки вычисляется по формуле

$$M_n = \frac{q_n L^2}{8} \quad (5.3.3)$$

Максимальные касательные напряжения в рассматриваемых балках при их загружении равномерно-распределенной нормативной нагрузкой имеют место в опорных сечениях конструкции от действия поперечной силы, которая определяется по формуле

$$Q = \frac{q_n L}{2} \quad (5.3.4)$$

5.3.4 Определение фактического предела огнестойкости балки клееной постоянного сечения (БКП)

Предел огнестойкости балки определяется по минимальному значению предельной глубины обугливания, вычисленному из следующих трех расчетных условий.

Первое условие – условие прочности по нормальным напряжениям

$$\eta_w = \frac{M_n}{WR_{fw}} \quad (5.3.5)$$

где: R_{fw} – расчетное сопротивление к определению предела огнестойкости изгибаемого деревянного элемента представлено в таблице 1 приложение 7; M_n – изгибающий момент по формуле (5.3.3).

Второе условие – условие прочности по касательным напряжениям. Определяется с построением графика $\tau_{f1...i} = f(z_{1...i})$ (см. формулу 5.14). По построенному графику определяем z_{cr} и предел огнестойкости по формуле 5.6.

Третье условие – условие устойчивости плоской формы деформирования изгибаемых конструкций, находящихся в условиях пожара, зависит не только от глубины обугливания Z древесины в сечении, но также от возможного выхода из строя нагельных соединений элементов связей.

В упражнении предел огнестойкости связей τ_{oc} на заданной части длины l_{pf} балки условно принимается равным 15 минут. За это время значение глубины обугливания сечения балки с учетом τ_0 = 4 мин (таблица 2 приложение 7) равно

$$Z_{cr1} = (\tau_{oc} - \tau_0)\upsilon = 11\upsilon$$

Для определения предельного значения глубины обугливания Z_{cr} из условий сохранения устойчивости плоской формы деформирования необходимо:

- произвольно задаться глубиной обугливания Z_{cr2}; Z_{cr3}; $Z_{cr1...i}$ в пределах граничных значений Z_{cr1} = 11υ и Z_{cri} = 0,25b;

- определить параметры $\frac{h}{b}$ $и$ $\frac{Z_{cr1}}{h}$ … . $\frac{Z_{cri}}{h}$;

- определить по номограммам (приложение 8) значение коэффициентов $\eta_{w1}\ldots\eta_{wi}$;

- определить значения коэффициентов $\varphi_{fM1}\ldots\varphi_{fMi}$ с учетом изменения размеров сечения в середине пролета балки в результате обугливания древесины с трех или четырех сторон по формуле:

$$\varphi_{fM1\ldots i}=250\ \frac{(b-kZ_{1\ldots i})^2 K_{f\phi}\, K_{f\text{жм}1\ldots i}}{(h-nZ_{1\ldots i})\ell_{fp}} \qquad (5.3.6)$$

где к=2 – для схем обогрева 1 и 3 и к=1 для схемы обогрева 2 (приложение 9); n=1 для схемы обогрева 1 и n=2 для схем обогрева 2 и 3 (приложение 9); l_{pf} – расстояние между точками подкрепления сжатой кромки балки элементами связей при пожаре, м.; $К_{f\phi}$ – коэффициент, определяемый по приложению 12 с учетом параметров: $\alpha_f = \frac{M_{l_{pf}}}{M_n}$; $C = \frac{l_{pf}}{2}$; l_{pf} (рис. 5.7); $К_{f\text{жм}1\ldots i}$ – значение коэффициента, учитывающего переменную высоту сечения изгибаемого элемента (определяется по приложению 12); $M_{l_{pf}}$– момент от нормативной нагрузки в сечении балки, находящемся на расстоянии l_{pf} от середины пролета конструкции (рис.5.7 в, г)

$$M_{l_{pf}} = \frac{q_n}{2}\left(\frac{L}{2} - l_{pf}\right)\left(\frac{L}{2} + l_{pf}\right)$$

- определить значение напряжений $\sigma_{fw1}\ldots\sigma_{fwi}$ по формуле:

$$\sigma_{fw_{1\ldots i}} = \frac{M_n}{\varphi_{M_{1\ldots i}} W \eta_{w_{1\ldots i}}}; \qquad (5.3.7)$$

- построить графики зависимости изменений напряжений $\sigma_{fw_{1\ldots i}}$ от глубины обугливания $Z_{1\ldots i}$ и при значении напряжения σ_{fw}, равном R_{fw} (таблица 1 приложение 7), определить предельную глубину обугливания Z_{cr}. В том случае, если минимальное значение Z_{cr} найдено из условия потери балкой плоской формы деформирования, предел огнестойкости конструкции вычисляется по формуле (5.6), при этом вместо значения τ_0 используется значение τ_{oc}.

При определении предела огнестойкости балки из условия потери плоской формы деформирования значение напряжения σ_{w1} при глубине обугливания Z_1 может быть больше или равно расчетному сопротивлению R_{fw}. В этом случае предельная глубина обугливания Z_{cr} принимается равной Z_1, а значение предела огнестойкости балки из условия потери плоской формы деформирования принимается равным τ_{oc}.

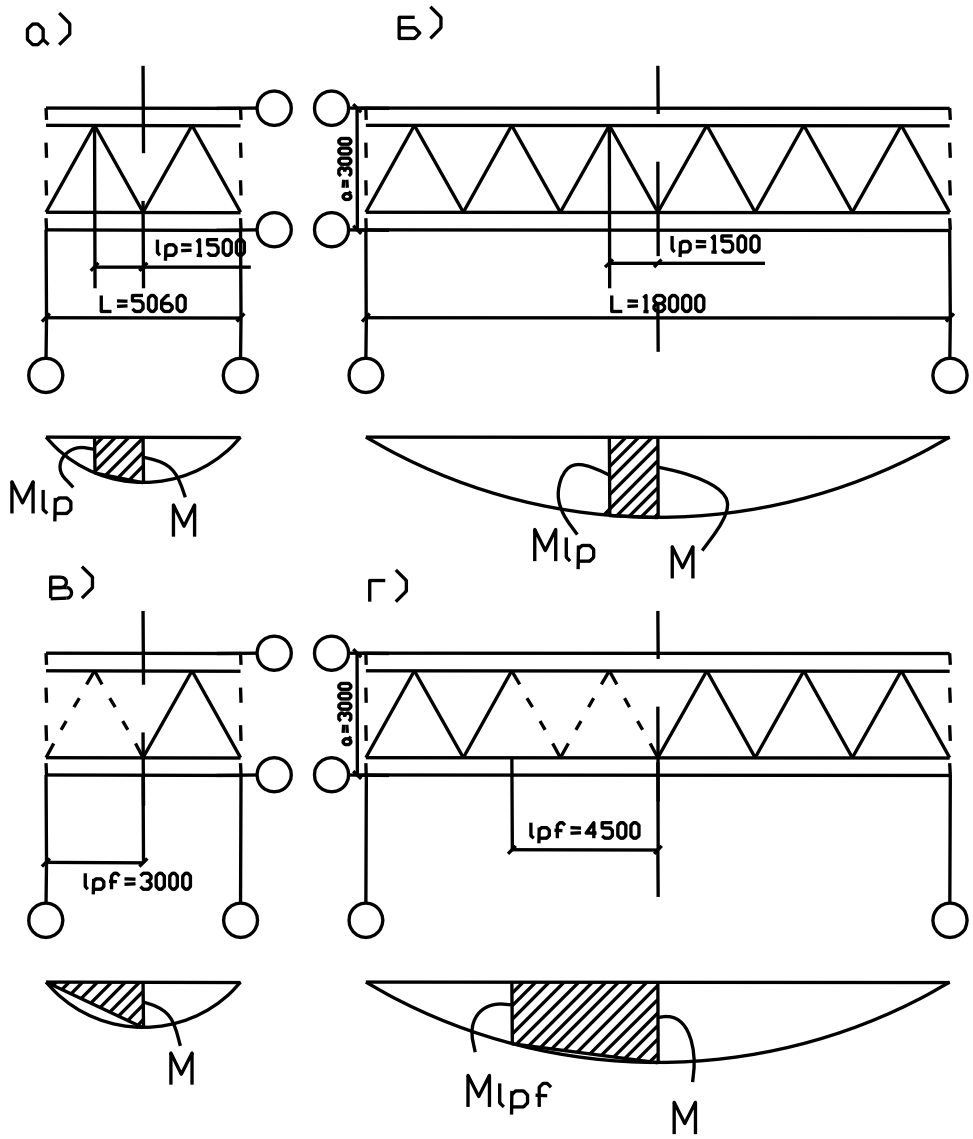


Рис. 5.8. Расчетные схемы: *а*, *б* – для проверки устойчивости плоской формы деформирования балок в условиях эксплуатации; *в*, *г* – для определения предела огнестойкости балок из условия потери их плоской формы деформирования. На рисунке штрихпунктирной линией обозначены элементы соединения связей, обрушившихся при пожаре.

5.3.5 Определение класса пожарной опасности балки клееной с постоянной высотой сечения БКП)

Определение класса пожарной опасности деревянной клееной балки необходимо для установления степени ее участия в развитии пожара, в образовании опасных факторов пожара и зависит от пожарной опасности материалов, из которых выполнена конструкция.

Пожарная опасность строительных конструкций характеризуется классами их пожарной опасности. Согласно Федеральному закону №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» [1], строительные конструкции по пожарной опасности подразделяются на следующие классы:

1) непожароопасные (К0);
2) малопожароопасные (К1);
3) умереннопожароопасные (К2);
4) пожароопасные (К3).

Класс пожарной опасности конструкции определяется по результатам огневых испытаний. При установлении класса пожарной опасности строительных конструкций учитывают следующие показатели (таблица 5.3):

- наличие теплового эффекта от горения или термического разложения составляющих конструкцию материалов;
- наличие пламенного горения газов или расплавов, выделяющихся из конструкции в результате термического разложения составляющих ее материалов;
- размеры повреждения конструкции и составляющих ее материалов, возникшего при испытании конструкции вследствие их горения или термического разложения;
- характеристики пожарной опасности материалов, составляющих конструкцию.

Таблица 5.3

Классификация конструкций по пожарной опасности

Класс пожарной опасности конструкций	**Допускаемый размер повреждения конструкции, см.**		**Наличие**		**Допускаемые характеристики пожарной опасности поврежденного материала**		
					Группа		
	вертикальных	**горизонтальных**	**Теплового эффекта**	**Горения**	**Горючести**	**Воспламеняемости**	**Дымообразу-ющей способности**
К0	0	0	н.д.	н.д.	-	-	-
К1	До 40 То же	До 25 То же	н.д. н.р.	н.д. н.д.	н.р. Г2	н.р. В2	н.р. Д2

окончание таблицы 5.3

К2	Более 40, но до 80 То же	Более 25, но до 50 То же	н.д. н.р.	н.д. н.д.	н.р. Г3	н.р. В3	н.р. Д2
К3	Не регламентируется						

Класс конструктивной пожарной опасности здания (сооружения) определяется степенью участия строительных конструкций в развитии пожара и образовании его опасных факторов [1].

Классификация зданий по конструктивной пожарной опасности в соответствии с Федеральным законом №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» [2] приведена в табл.22.

Результаты пожарно-технической экспертизы строительных конструкций представляют в табличном виде (табл. 5.4).

Таблица 5.4

Наименование и характеристика строительных конструкций	**Предусмотрено проектом**		**Ссылка на определение фактических показателей**	**Требуется по нормам**		**Ссылка на нормы**	**Вывод**
	$П_ф$,мин	**$К_ф$**		**$П_{тр}$,мин.**	**$К_{тр}$**		

В упражнении слушателю согласно требуемой конструктивной пожарной опасности здания необходимо предложить технические решения по повышению класса пожарной опасности рассматриваемой деревянной клееной балки.

<u>Пример расчета.</u> Определить предел огнестойкости клееной деревянной балки (БКП) с постоянной по ее длине высотой сечения и склеенной из досок толщиной 33 мм.

Исходные данные для расчета: расчетный пролет балки L = 6 м, шаг балок a = 3,0 м; расстояние между точками закрепления сжатой кромки балки от смещения из ее плоскости l_p = 1,5 м; размеры сечения балки b×h = 140×710 мм; полная расчетная нагрузка на 1 м^2 плана здания q_* = 9,35 кПа (кН/м^2); материал – ель 2-го сорта.

Условно считать, что балка подвержена обогреву с четырех сторон, а элементы связей в условиях пожара вышли из строя на длине l_{pf} = 3 м от середины ее пролета.

<u>Решение</u>

Определяем погонную равномерно-распределенную и нормативную нагрузки, действующие на балку, а также изгибающий момент от действия нормативной нагрузки:

$$q=q*a=9,35\cdot 3=28,05 \text{ кН/м};$$

$$q_n=q/\gamma_s=28,05/1,2=23,4 \text{ кН/м};$$

$$M_n=q_n\cdot L^2/8= 23,4\cdot 6^2/8=105,7 \text{ кН·м}.$$

Определяем предельную глубину обугливания Z_{cr} балки из условия ее прочности по нормальным напряжениям.

Значение коэффициента η_{w4} равно:

$$\eta_{w4} = \frac{M_n}{WR_{fw}} = \frac{105{,}7 \cdot 10^3}{11762{,}3 \cdot 10^{-6} \cdot 26 \cdot 10^6} = 0.35$$

где R_{fw} = 26 МПа (таблица 1 приложение 7).

Для отношения размеров сечения балки до пожара $\frac{h}{b} = \frac{71}{14}$ =5,1 находим по графику (приложение 8) значение параметра $\frac{Z_{cr}}{h}$.

Точка пересечения на графике значения параметров η_{w4} и $\frac{Z_{cr}}{h}$ находятся ниже штрихпунктирной линии. Это означает, что предельную глубину обугливания Z_{cr} необходимо принять равной:

$$Z_{cr} = 0{,}25b = 0{,}25 \cdot 140 = 35\,мм.$$

Для определения предела огнестойкости балки прямоугольного сечения из условия прочности по касательным напряжениям построим графическую зависимость $\tau_{f1...i} = f(z_{1...i})$. Для нескольких произвольных значений времени ($\tau_{f1...i}$) воздействия стандартного температурного режима пожара определим значения касательных напряжений (τ_f) (формула 5.14).

$$Q_n = \frac{q_n L}{2} = \frac{23{,}4 \cdot 6}{2} = 70{,}2 \text{ кН},$$

$$R_{fqs} = 1{,}2 \text{ МПа (таблица 1 приложение 7).}$$

Для определения предельной глубины обугливания балки из условия прочности по касательным напряжениям:

- находим граничные значения глубины обугливания

$$Z_{cr_1} = \tau_1 \nu = (15 - 4) \cdot 0{,}6 = 6{,}6 \text{ мм};$$

$$Z_{cr_i} = 0{,}25b = 0{,}25 \cdot 140 = 35 \text{ мм},$$

здесь υ принимается равной 0,6 мм/мин (таблица 2 приложение 7);

- в пределах Z_{cr1} и Z_{cri} произвольно задаемся значением глубины обугливания Z_{cr2} =20 мм;

- для отношений $\frac{h}{b} = 5{,}1$, $\frac{Z_{cr1}}{h} = \frac{6{,}6}{710} = 0{,}009$, $\frac{Z_{cr2}}{h} = 0{,}028$, $\frac{Z_{cri}}{h} = 0{,}049$ находим по номограммам (приложения 11) значения коэффициентов $\eta_{I4(1)} = 0{,}85$; $\eta_{S4(1)} = 0{,}86$; $\eta_{I4(2)} = 0{,}65$; $\eta_{S4(2)} = 0{,}65$; $\eta_{I4(i)} = 0{,}37$; $\eta_{S4(i)} = 0{,}4$;

- определяем значения статического момента S и момента инерции I:

$$S = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{0{,}14 \cdot 0{,}71^2}{8} = 0{,}0088\,м^3;$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0{,}14 \cdot 0{,}71^3}{12} = 0{,}004175\,м^4.$$

- по полученным данным находим значения касательных напряжений:

$$\tau_{f1} = \frac{70{,}2\cdot 10^3\cdot 0{,}0088\cdot 0{,}86\cdot 1010^{-6}}{0{,}04175\cdot 0{,}85\cdot(0{,}14-2\cdot 6{,}6\cdot 10^{-3})} = 1{,}18 \text{ МПа} \approx 1{,}2 \text{ МПа},$$

Аналогично определяем τ_{f2} = 1,6 МПа, τ_{fi} = 2,4 МПа.

- строим графическую зависимость $\tau_{f1\ldots i} = f(z_{1\ldots i})$ и при $R_{fqs} = 1{,}2$ МПа находим предельную глубину обугливания Z_{cr} =6,6 мм, с достижением которой наступает предельное состояние конструкции из условия прочности по касательным напряжениям (рис. 5.9).

Для определения предельной глубины обугливания балки из условия устойчивости ее плоской формы деформирования:

- находим граничные значения глубины обугливания

$$Z_{cr_1} = \tau_1 v = 11\cdot 0{,}6 = 6{,}6 \text{ мм};$$

$$Z_{cr_i} = 0{,}25b = 0{,}25\cdot 140 = 35 \text{ мм},$$

здесь υ принимается равной 0,6 мм/мин (таблица 2 приложение 7)

- в пределах Z_{cr1} и Z_{cri} произвольно задаемся значениями глубины обугливания Z_{cr2} =20 мм и Z_{cr3} = 30 мм;

- для $\frac{h}{b} = 5{,}1$, $\frac{Z_{cr1}}{h} = \frac{6{,}6}{710} = 0{,}009$, $\frac{Z_{cr2}}{h} = 0{,}028$, $\frac{Z_{cr3}}{h} = 0{,}042$, $\frac{Z_{cri}}{h} = 0{,}049$ находим по графикам (приложение 8) значения коэффициентов $\eta_{w4(1)} = 0{,}88$; $\eta_{w4(2)} = 0{,}62$; $\eta_{w4(3)} = 0{,}46$; $\eta_{w4(i)} = 0{,}38$.

- определяем значение коэффициентов $\varphi_{fM1}\ldots\varphi_{fMi}$:

$$\varphi_{fM1} = 250\frac{(b-2Z_{cr1})^2}{l_{pf}(h-kZ_{cr1})}K_{f\phi} = 250\frac{(14-2\cdot 0{,}66)^2}{300(71-2\cdot 0{,}66)}\cdot 1{,}71 = 3{,}29$$

аналогично находим:

φ_{fM2} = 2,12; φ_{fM3} = 1,41; φ_{fMi} = 1,09

где: $K_{f\phi} = 1{,}35 + 1{,}45(\frac{C}{l_{fp}})^2 = 1{,}35 + 1{,}45(0{,}5)^2 = 1{,}71$; k = 2;

- определяем напряжения $\sigma_{fw1}\ldots\sigma_{fwi}$ в расчетном сечении балки

$$\sigma_{fw1} = \frac{M_n}{\varphi_{fM1}W\eta_{w4(1)}} = \frac{105{,}7\cdot 10^3}{3{,}29\cdot 11762{,}3\cdot 10^{-6}\cdot 0{,}88} = 3{,}1\cdot 10^6\ Па = 3{,}1\ МПа;$$

Аналогично определяем

$$\sigma_{fw2} = 6{,}85\ МПа;\ \ \sigma_{fw3} = 13{,}8\ МПа;\ \ \sigma_{fwi} = 21{,}8\ МПа.$$

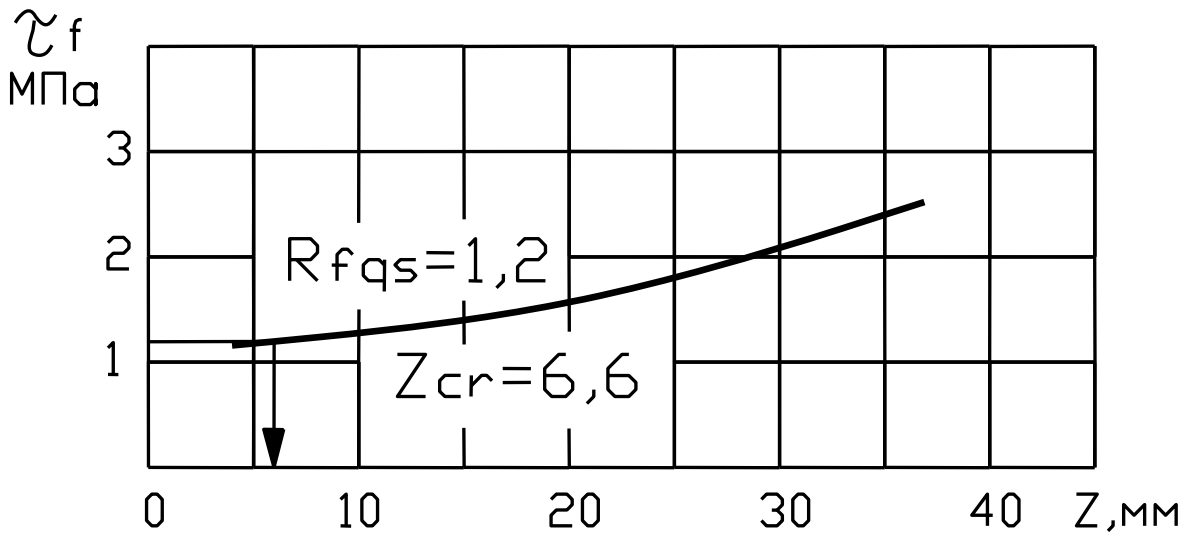


Рис. 5.9. График зависимости $\tau_f = f(z_{1...i})$ для определения предельной глубины обугливания Z_{cr} из условия потери при пожаре прочности по касательным напряжениям клееной односкатной балки (БКП).

- строим график зависимости ($\sigma_{fw1....i} = f(Z_{cr1....i})$ и при R_{fw} = 26 МПа находим предельную глубину обугливания Z_{cr} =36,5 мм, с достижением которой наступает предельное состояние конструкции из условия сохранения устойчивости ее плоской формы (рис. 5.10).

На основании вышеприведенных расчетов минимальное значение предельной глубины обугливания равно: Z_{cr} = 6,6 мм, поэтому фактический предел огнестойкости балки определяется из условия прочности по касательным напряжениям:

$$П_ф = \tau_0 + \frac{Z_{cr}}{\upsilon} = 4 + \frac{(6{,}6 - 5)}{0{,}6} = 6{,}6\,мин.$$

Вывод: предел огнестойкости балки составляет 6,6 минут.

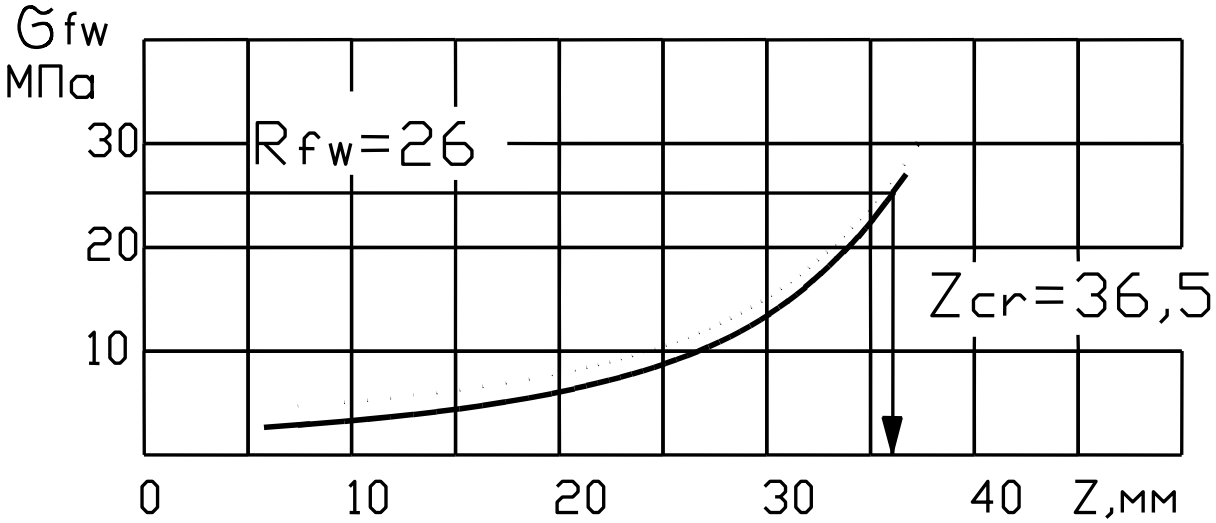


Рис. 5.10. График зависимости $\sigma_{fw} = f(Z_{cr1....i})$ для определения предельной глубины обугливания Z_{cr} из условия устойчивости плоской формы деформирования клееной односкатной балки (БКП).

5.3.6 Разработка технических решений, обеспечивающих защиту одного из опорных узлов балок и узлов соединений элементов связей от непосредственного воздействия температуры при пожаре

Стальные элементы в опорных узлах балок не воспринимают усилия, а служат для фиксации конструкций в проектном положении (рис. 5.11 а, б). Предел огнестойкости незащищенных стальных элементов согласно [1] составляет 15 минут. Выход из строя в условиях пожара этих элементов, а также связей, конструкций покрытия может привести к потере балками от действия горизонтальных нагрузок своего проектного положения. Поэтому желательно защищать эти элементы от прямого воздействия высоких температур.

При необходимости, предел огнестойкости деревянных элементов конструкции и узлов их соединения может быть повышен путем увеличения размеров их сечения, применения огнезащитных покрытий, в том числе вспучивающихся при нагреве, а также теплоизолирующих материалов и облицовок, в том числе пиломатериалов.

Наибольший интерес с практической точки зрения представляют огнезащитные лаки, которые сохраняют декоративные качества древесины, предохраняют ее от воспламенения и в совокупности с водостойкими покрытиями могут эксплуатироваться в атмосферных условиях. Огнезащитные лаки представляют собой тонкослойные покрытия с толщиной до 3 мм, состоящие из различного рода полимеров и функциональных добавок [15]. Огнезащитные лаки обладают высокой эластичностью и адгезией к поверхности. Наиболее эффективные огнезащитные лаки способны при

высокой температуре к образованию вспененного теплоизолирующего слоя на поверхности деревянной конструкции [16].

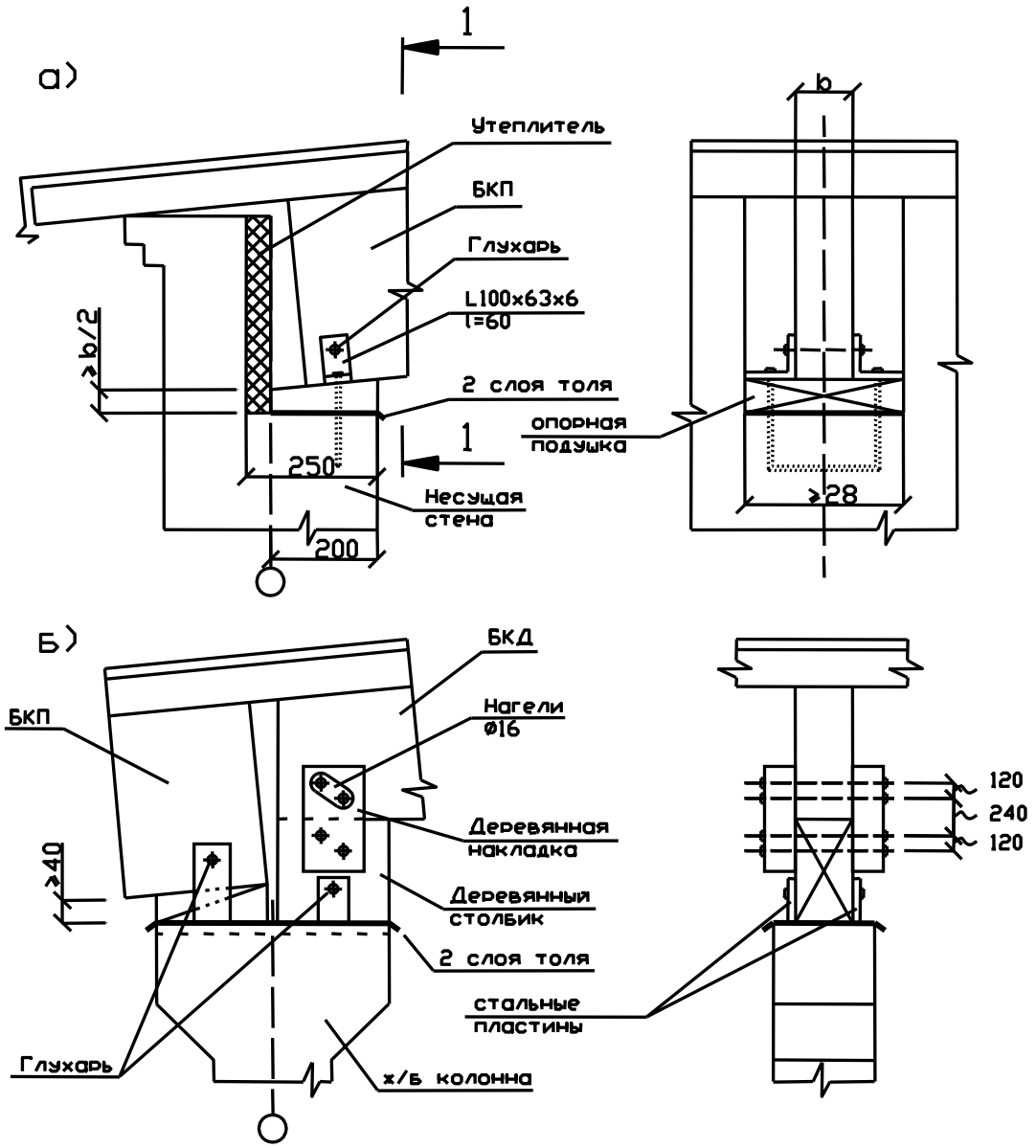


Рис. 5.11. Узлы опирания клееных балок: а – на кирпичную стену (уз. 1); б – на железобетонную колонну (уз. 2)

При этом, эффективность вспучивающихся огнезащитных покрытий определяется, прежде всего, как обеспечением вспучиваемости и стабильности угольного слоя при действии высоких температур, так и адгезии к древесине, сохранения декоративных и огнезащитных свойств при их длительной эксплуатации.

Для получения I группы огнезащитной эффективности по ГОСТ Р 53292-2009 [16] расход нанесения лаков может составлять 300 г/м^2 и выше. При более высоких расходах нанесения покрытия возможно существенное снижение пожарной опасности древесины строительных конструкций, а именно достижение:

- группы горючести Г1 (слабогорючие);
- группы воспламеняемости В1 (трудновоспламеняемые) [16].

Одним из наиболее применяемых видов огнезащитной обработки древесины является пропитка ее антипиренами. Возможны следующие способы обработки древесины антипиренами:

- пропитка без внешнего давления (диффузионная и поверхностная пропитка);
- пропитка вымачиванием (замачивание древесины в растворе антипирена и метод горяче-холодных ванн);
- пропитка с внешним давлением (пропитка с торца и пропитка в автоклавах).

Отечественные и зарубежные огнезащитные составы поверхностной обработкой способны обеспечивать I группу огнезащитной эффективности при расходе в среднем 300 – 400 г/м^2, однако надежную огнезащиту получить данным способом крайне сложно. Во многом это обусловлено слабым проникновением пропиточного раствора в древесину [16].

Эффективными способами огнезащиты древесины являются методы пропитки в горяче-холодных ваннах и автоклавной глубокой пропитки.

Способ горяче-холодных ванн получил широкое промышленное применение в качестве основного способа пропитки строительных деталей из древесины на ряде крупных деревообрабатывающих комбинатов.

Для пропитки по этому способу требуется иметь четное количество ванн (2 – 4 ванны) соответствующих размеров и оборудованных подогревом, насосом для перекачки пропиточных жидкостей и простейшими средствами механизации для загрузки и выгрузки древесины из ванн. Способ горяче-холодных ванн состоит в том, что древесина сначала выдерживается определенное время в ванне с горячим (80 – 95 °С) раствором антипирена, а затем в ванне с менее нагретым «холодным» (35 – 45 °С) раствором. В горячей ванне воздух в полостях клеток древесины нагревается, расширяется и частично выходит наружу. После помещения древесины в холодную ванну оставшаяся в клетках паровоздушная смесь охлаждается и сокращается в объеме. В результате в клетках древесины образуется некоторый вакуум, обеспечивающий подсос раствора в их полости. Важнейшим условием, определяющим правильность применения этого способа пропитки, является отсутствие соприкасания нагретой древесины с воздухом при смене ванн.

Наиболее эффективными являются способы пропитки древесины под давлением в закрытых цилиндрах. При использовании данных способов наблюдается глубокое и равномерное проникновение и более высокое поглощение антипирена, что обеспечивает более эффективную защиту древесины.

Различают два основных способа пропитки древесины в автоклаве: способ полного поглощения и способ ограниченного поглощения. Для водорастворимых антипиренов применяется способ полного поглощения, который заключается в том, что древесину загружают в автоклав и затем из него удаляют воздух, создавая разряжение. После этого в автоклав подается пропиточный раствор и создается давление порядка 0,9 – 1,5 МПа. Способ ограниченного поглощения применим для пропитки древесины масляными растворами.

При правильно подобранном составе антипиренов и режимах глубокой пропитки, древесина может переводиться в разряд слабогорючих (Г1) и умеренногорючих (Г2) материалов. Кроме этого, глубокая пропитка антипиренами может обеспечивать перевод древесины в группу материалов РП1 (нераспространяющих пламя по поверхности) по ГОСТ Р 51032-97, группу материалов В1 (трудновоспламеняемые) по ГОСТ 30402-96, группу материалов Д2 (с умеренной дымообразующей способностью) по ГОСТ 12.1.044-89 п. 4.18. [16].

Открытые стальные детали рекомендуется защищать огнезащитными вспучивающимися красками или закрывать слабогорючими материалами (цементно-стружечные плиты, антипирированые доски, древесно-стружечные плиты с огнезащитными покрытиями и т.д.), негорючими материалами (минераловатная плита), а также негорючими материалами в сочетании с огнезащитными термостойкими покрытиями [16].

Для огнезащиты открытых стальных элементов перспективны для применения огнезащитные вспучивающиеся краски и покрытия. Кроме этого, высокоэффективным для огнезащиты стальных элементов является применение невспучивающихся термостойких огнезащитных покрытий в сочетании с теплоизоляционными материалами.

Для предотвращения интенсивного обугливания древесины под стальными пластинами в узлах конструкций между стальной пластиной и деревянной основой можно использовать прокладки, также изготовленные из слабогорючих (Г1) или негорючих материалов (НГ). Из таких материалов выполняются чехлы, защищающие опорные узлы арок и рам.

Материалами, используемыми для изготовления защитных накладок и чехлов могут служить, например, доски толщиной 33 – 50 мм, подвергнутые глубокой пропитке антипиренами, цементно-стружечные и гипсово-

локнистые плиты, которые крепятся к деревянной основе болтами, шурупами, гвоздями (рис. 5.12).

Используя зарубежный опыт огнезащиты узлов в деревянных конструкциях, можно рекомендовать установку стальных элементов узлов в шлицах деревянных элементов (рис. 5.12). Однако такой способ защиты усложняет изготовление конструкций за счет повышения точности при сверлении отверстий под болты и выполнение шлица, а также уменьшает площадь сечения деревянного элемента. Если узловое соединение выполняется с применением деревянных накладок, то последние должны быть подвергнуты глубокой пропитке антипиренами для перевода древесины из группы горючести Г3, Г4 (нормальногорючие, сильногорючие) в группу горючести Г1 (слабогорючие).

Особое внимание следует уделить защите болтов (нагелей), выходящих на поверхность деревянного элемента в зоне узла. Головка болта, гайки и шайбы должны быть обработаны вспучивающейся краской.

Болты могут быть установлены в отверстия, диаметр которых на глубине 3 – 4 см от наружной поверхности деревянного элемента должен быть на 1 – 2 мм больше диаметра соответствующей шайбы. Болты должны быть закрыты деревянными пробками. Недостатком такого решения является уменьшение рабочего сечения деревянных соединяемых элементов.

Неклееные деревянные элементы целесообразно подвергнуть пропитке антипиренами методом горяче-холодных ванн или автоклавной пропитке.

Одним из эффективных способов повышения огнестойкости узловых соединений является установка башмаков и пластинок в шлицах деревянных элементов (рис. 5.12).

Нагельные соединения элементов связей (рис. 5.13), предел огнестойкости которых принят равным 15 минут, можно защищать деревянными накладками или путем утапливания нагелей в толще деревянных элементов (рис. 5.14), торцы нагелей при этом необходимо закрывать деревянными пробками толщиной не менее 2 см.

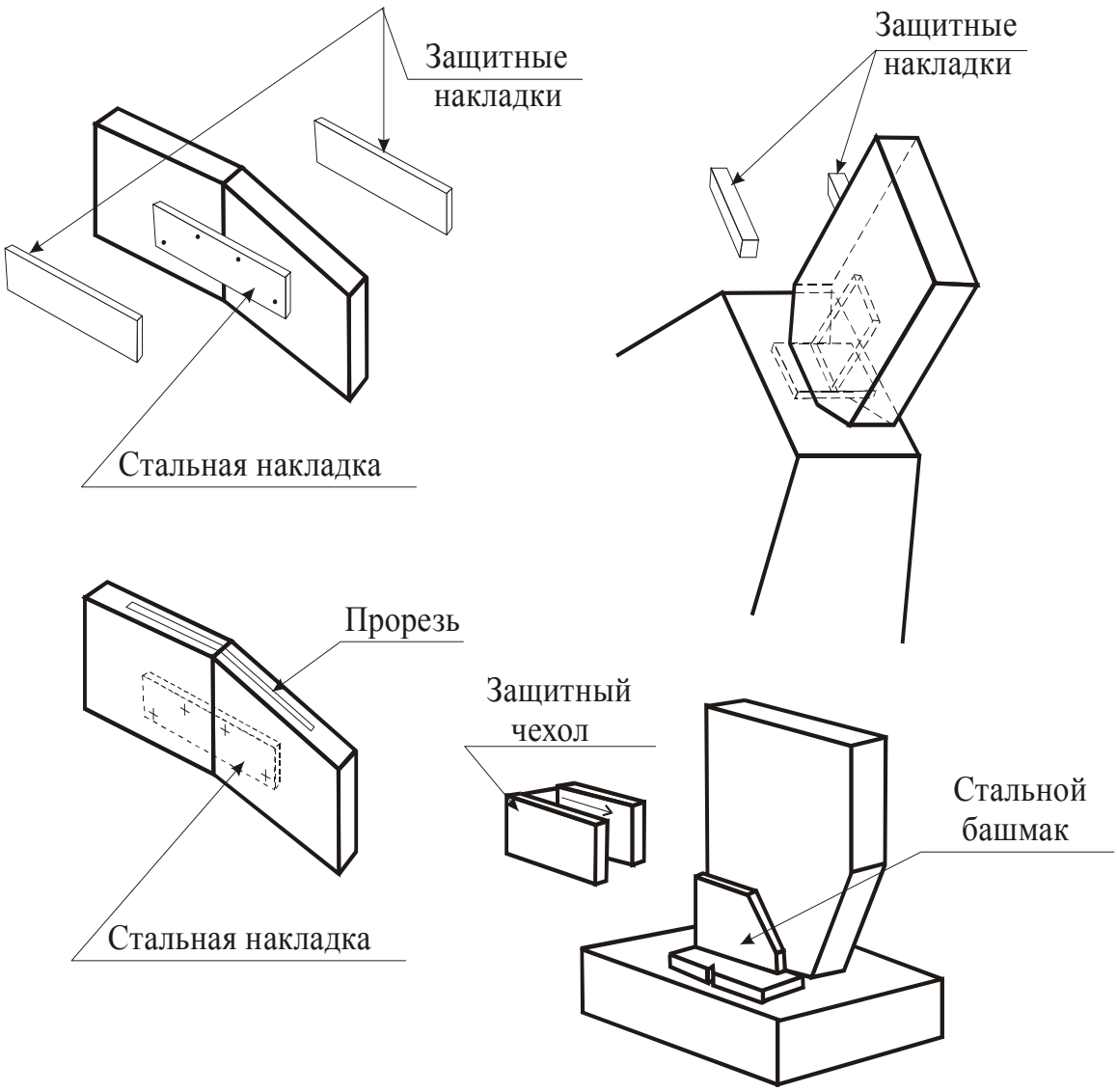


Рис.5.12. Конструктивная защита узлов распорных конструкций.

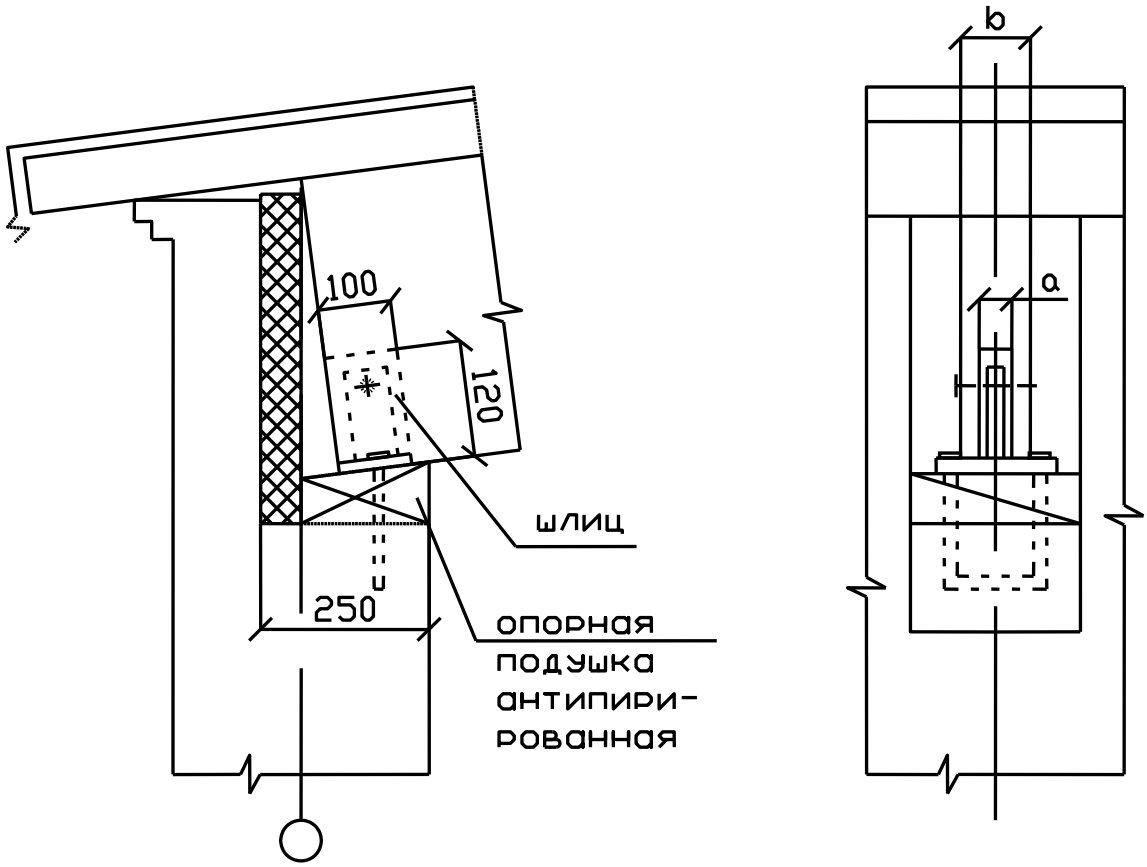


Рис. 5.13. Пример конструктивной защиты опорного узла балки от непосредственного воздействия огня на стальные элементы.

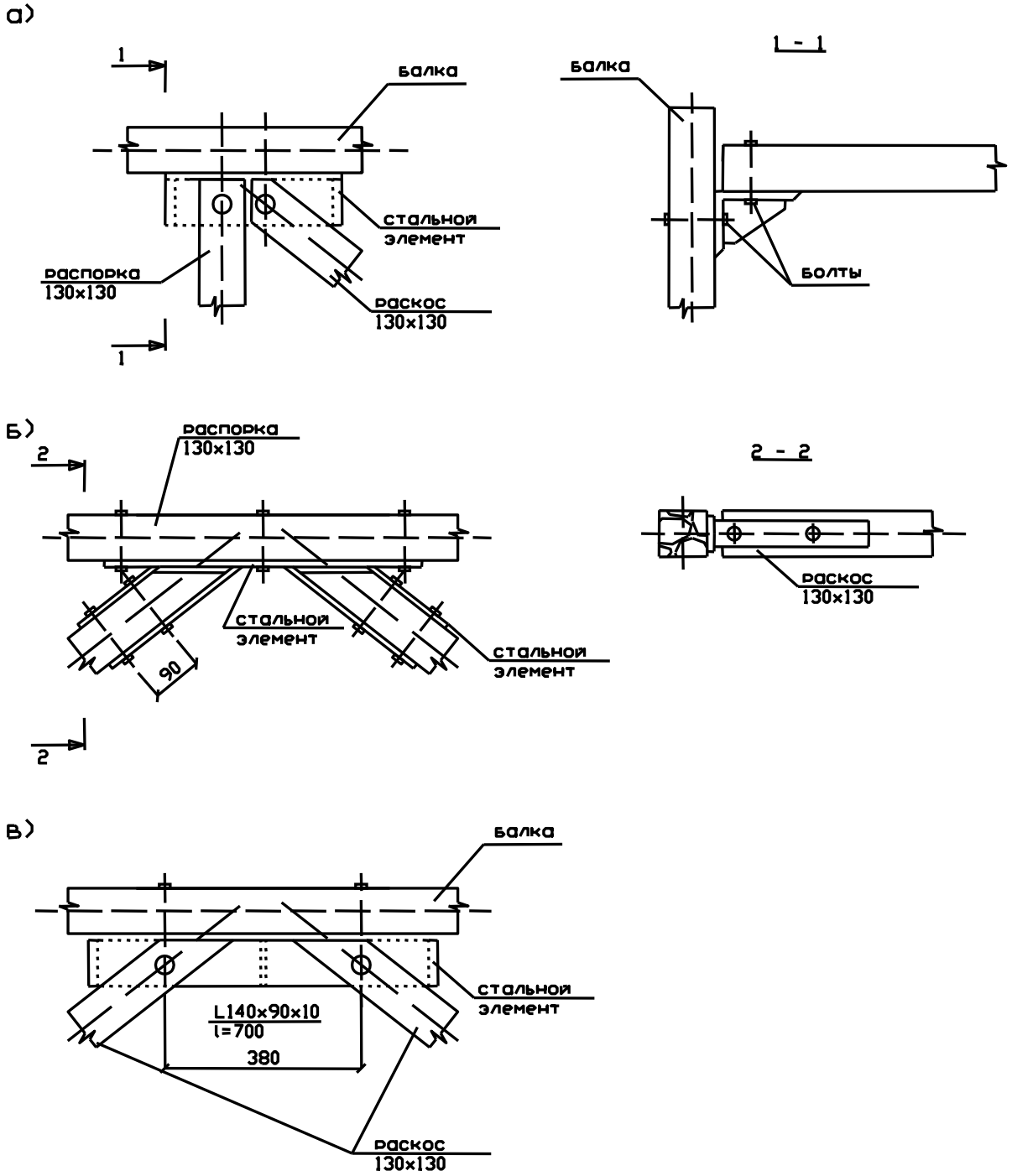


Рис. 5.14. Узлы крепления элементов связей: а – раскоса и распорки с балкой (уз. 3); б – раскосов с распоркой (уз. 4); в – раскосов с балкой (уз. 5).

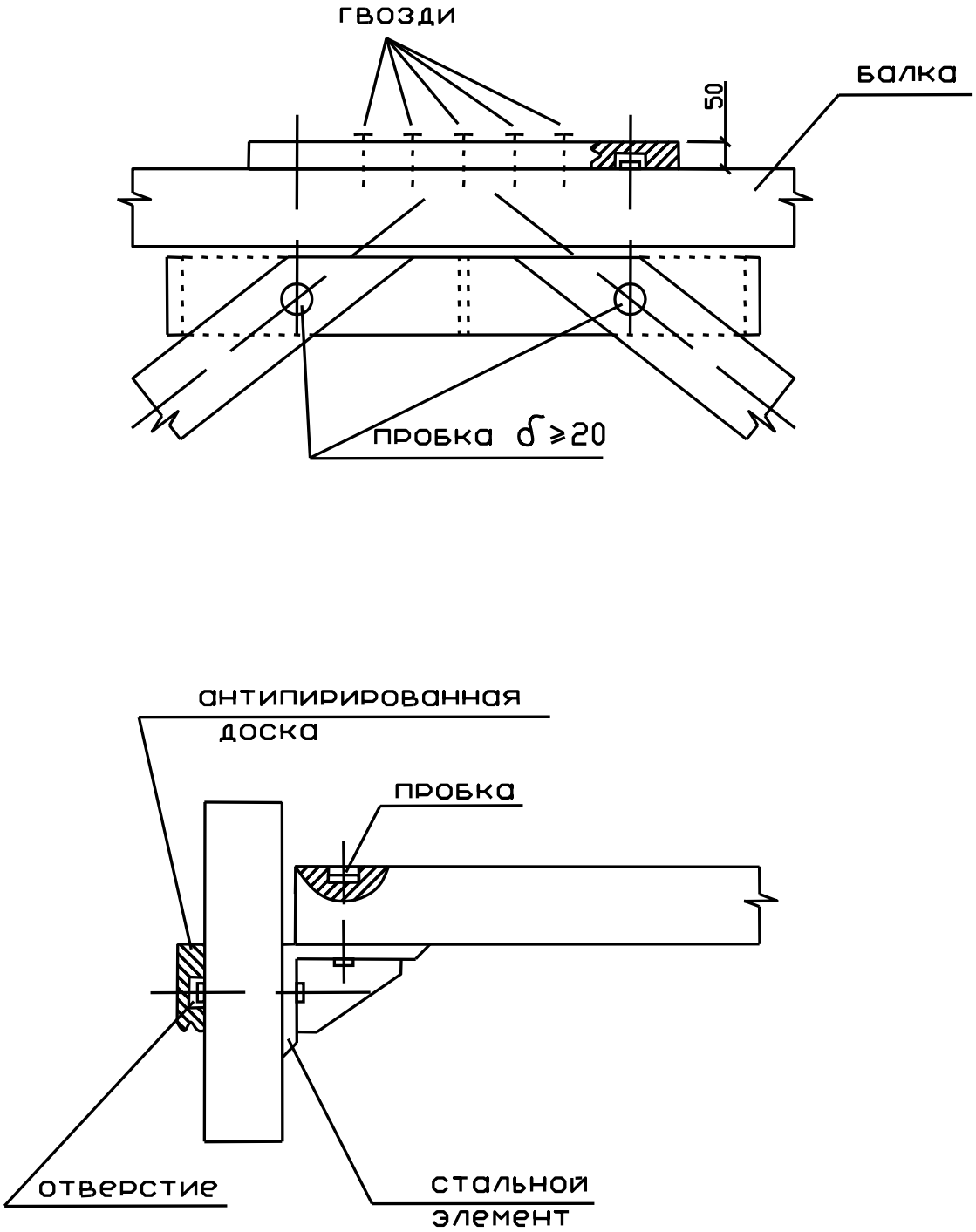


Рис. 5.15. Пример конструктивной защиты узлов крепления связей от непосредственного воздействия огня на стальные элементы.

Работа узловых соединений в условиях пожара еще мало изучена, что затрудняет оценку пределов огнестойкости клееных конструкций. Стальные детали узлов в конструкциях отечественного производства в большинстве случаев выполняются открытыми. Поэтому они должны быть обработаны огнезащитными составами.

Эффективным способом повышения огнестойкости стальных нагельных соединений является применение огнезащитных тонкослойных покрытий. Разработано достаточно большое количество разнообразных составов огнезащитных вспучивающихся красок на основе минеральных и органических связующих. Благодаря низкой теплопроводности пористый слой предотвращает быстрый нагрев защищаемых элементов. Огнезащитный состав наносят на поверхность элементов в 2 – 3 слоя. Нанесение одного слоя оказывается ненадежным в огнезащите конструкций из-за возможного образования трещин в процессе вспучивания состава.

Высокой стойкостью к тепловым воздействиям обладают огнезащитные составы на основе органосиликатов для металлических конструкций.

Огнезащитные вспучивающиеся краски на органических связующих широко применяются за рубежом, их использование обеспечивает предел огнестойкости стальных конструкций от 45 до 90 минут. Метод огнезащиты основан на послойном нанесении механизированном или ручным способом окрасочного состава с заданным расходом на наружные поверхности стальных конструкций. Эффективность огнезащитного покрытия следует контролировать по толщине нанесенного сухого слоя.

Слушатель может предложить собственные технические решения по повышению предела огнестойкости деревянных конструкций и нагельных стальных соединений, не ограничиваясь приводимыми в данном учебном пособии.

5.3.7 Рекомендации по выполнению графической части упражнения.

Графическую часть работ необходимо выполнять в соответствии с требованиями ЕСКД [18 – 23]. Рекомендуются форматы чертежей А2, А3 и А4. Допускается использование для них миллиметровой бумаги.
Рекомендуются следующие масштабы изображений на чертежах:

- поперечный разрез здания, схемы связей покрытия и каркаса, геометрическая схема фермы – 1:100, 1:200, 1:400;
- общий вид балки – 1:10, 1:20, 1:50;
- узлы, в том числе предлагаемые технические решения – 1:5, 1:10, 1:20.

При вычерчивании общего вида балки, геометрической схемы фермы или схем связей, при условии их симметрии, разрешается изображать половину конструкции. Узлы следует вычерчивать в 2-х и 3-х проекциях с показом примыкающих к конструкции элементов. Необходимые размеры на чертежах указывать в мм. Конструктивные размеры на чертежах узлов принимать кратными 10 мм. Каждый формат должен содержать угловой штамп.

6. Особенности расчета пределов огнестойкости железобетонных конструкций

6.1. Теплотехническая часть расчета

Огнестойкость железобетонных конструкций утрачивается, как правило, в результате потери несущей способности (обрушения) за счет снижения прочности, теплового расширения и температурной ползучести арматуры и бетона при нагревании, а так же вследствие потери теплоизолирующей способности.

Предел огнестойкости железобетонных конструкций по теплоизолирующей способности находится путем теплотехнического расчета.

Расчет огнестойкости конструкций зданий и сооружений может производиться, если известны теплофизические, прочностные и деформативные характеристики строительных материалов при высоких температурах.

Расчет температурных полей железобетонных конструкций на огнестойкость основывается на решении краевых задач нестационарной теплопроводности неоднородных капиллярно-пористых тел в условиях стандартного температурного режима. При этом должны приниматься во внимание особенности внешней и внутренней нелинейности задачи, характеризующейся сложными законами нестационарного теплообмена между обогреваемыми и не обогреваемыми поверхностями тела и окружающей средой пожара при граничных условиях третьего рода.

Изменение температуры при стандартном температурном режиме характеризуются зависимостью:

$$t_b = 345\lg(0{,}133\tau + 1) + t_н, \qquad (6.1)$$

где t_b - температура среды, ˚С; τ – время пожара, с; t_H - начальная температура конструкции до пожара, ˚С, равная 20˚С.

При этом необходимо учитывать переменность во времени теплофизических характеристик материалов в зависимости от непрерывно изменяющейся температуры среды, влияние влажности материала.

Аналитическое решение уравнения теплопроводности Фурье при этом является сложным и трудоемким. Поэтому применяют упрощенные приемы и методы конкретных задач, в частности, конечно-разностный расчет (метод). Для расчета температуры в сечении конструкций упрощенным способом применяются следующие допущения:

- решение уравнения Фурье при граничных условиях третьего рода заменено решением при граничных условиях первого рода, которое представляет собой закон изменения температуры поверхности;

- произведена линеаризация дифференциального уравнения теплопроводности Фурье путем введение в расчет приведенного коэффициента температуропроводности бетона a_{red};

- влияние испарения воды в бетоне при нагреве учитывается путем увеличения удельной теплоемкости на величину 50,4 на каждый процент весовой влажности бетона;

- расчет производится на действие мгновенно установившейся и постоянно поддерживающейся температуры 1250˚С; на защитном слое конструкции толщиной $k\sqrt{a_{red}}$, который называется фиктивным;

- расчетные формулы применяются только для плоских конструкций прямоугольного и круглого сечений, а так же для элементов более сложной конфигурации, поперечное сечение которых могут быть сведены к перечисленным.

У строительных конструкций, как правило, один размер значительно больше или меньше двух других. Поэтому решение уравнения Фурье при расчетах огнестойкости конструкций достаточно производить для одномерных двухмерных температурных полей.

Для плоских конструкций (плиты перекрытий, покрытий, перегородки, стены) принимается одномерное температурное поле. Для стержневых конструкций (колонны, балки, ригели, элементы арок и ферм) – двухмерное температурное поле.

Для граничных условий первого рода температура t_0 обогреваемой плоскости железобетонных конструкций определяется:

$$t_0 = 1250 - (1250 - t_H)erf\frac{k}{2\sqrt{\tau}}, \qquad (6.2)$$

где t_0 - температура обогреваемой поверхности, ˚С;

$t_н$- начальная температура конструкций, ˚С;

erf – функция ошибок Гаусса;

k – коэффициент, зависящий от плотности ρ_{0C} бетона, с^{0,5}; τ – время, с.

Приведенный коэффициент температуропроводности определяется по формуле:

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50{,}4W_b)\rho_{0C}}, \qquad (6.3)$$

где $\lambda_{tem,m}$ - средний коэффициент теплопроводности при t=450 ˚С, Вт/(м·˚С);

$C_{tem,m}$ - средний коэффициент теплоемкости при t=450 ˚С, Дж/(кг˚С);

W_b - начальная весовая влажность бетона, %;

ρ_{0C} - средняя плотность бетона в сухом состоянии, кг/м^3.

6.1.1. Расчет температуры в сплошных плоских конструкциях

Нестационарное температурное поле, возникающее в полуограниченном теле от воздействия «стандартного пожара» рассчитывается по формуле:

$$t_{y,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) erf \frac{k\sqrt{a_{red}} + y}{2\sqrt{a_{red}\tau}}, \qquad (6.4)$$

где y – расстояние от нормали обогреваемой поверхности до расчетной точки тела, м.

Расчетная формула (6.4) может быть использована для определения температуры в плоскостях конструкций конечной толщины. Поэтому данная формула является основной для расчетов температуры плит, панелей, настилов, перекрытий. Так, формула для расчетов арматурных стержней находящихся на расстоянии $y=a_l$ от обогреваемой поверхности имеет вид:

$$t_{y=a_l} = 1250 - (1250 - t_H) erf \frac{k + \frac{y + k_1 a}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}}, \qquad (6.5)$$

где y – расстояние от обогреваемой поверхности до края арматуры, м;

κ_1 – коэффициент, для бетона с ρ=2000 кг/м^3 равен 0,5.

Поскольку предел огнестойкости свободно опертых элементов зависит от прогрева растянутой рабочей арматуры до критической температуры $t_{s,cr}$, зная её величину, можно найти предел огнестойкости. Порядок определения $t_{s,cr}$ (см.статический расчет).

Затем используя формулу (6.4) при $t_{y,\tau}= t_{s,cr}$, находится аргумент $X(A)$ в зависимости от значения функции Гаусса (Крампа):

$$erf = \frac{1250 - t_{s,cr}}{1250 - t_H}, \qquad (6.6)$$

$$x = \frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}},$$

Предел огнестойкости $\tau = П_ф$ будет равен:

$$\tau = П_ф = \left(\frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2x} \right)^2, \qquad (6.7)$$

где $\tau = П_ф$, с.

Для определения температуры в плоских конструкциях при двухстороннем обогреве решают задачу о прогреве неограниченной пластины при симметричных граничных условиях.

Это решение имеет вид [12]

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H)\left[erf\frac{\xi}{2\sqrt{F_0}} + erf\frac{2-\xi}{2\sqrt{F_0}} - 1 \right], \qquad (6.8)$$

где $\xi = 1 - \dfrac{x}{0{,}5b + k\sqrt{a_{red}}}$;

x – расстояние от центра до расчетной точки по толщине пластины, м;

b – толщина пластины, м;

$F_0 = \dfrac{a_{red}\tau}{\left(0{,}5b + k\sqrt{a_{red}}\right)^2}$ - критерий Фурье,

τ – время, с.

Таким образом, формулу (6.8) можно преобразовать к виду:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H)erf\left[\frac{k + \dfrac{x}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} + \frac{k + \dfrac{b-x}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} - 1 \right] \qquad (6.9)$$

Выражения в квадратных скобках формул (6.8) и (6.9) представляют относительную избыточную температуру θ, которую можно определить по графику в зависимости от F_0 и ζ (приложение 14). Тогда необходимую температуру находят по формуле:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H)\theta \qquad (6.10)$$

При расчетах огнестойкости (колонны, балки, ригели) необходимо найти температуру в середине толщины пластины, т.е. x =0

$$t_{x=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H)\theta_ц \qquad (6.11)$$

где θ - относительная температура, определяемая по приложению 15 в зависимости от $F_0/4$.

6.1.2. Температура арматуры в стержневых конструкциях

При прогреве балок, колонн, ферм и других стержневых элементов, обогреваемых в условиях пожара с трех или четырех граней боковых поверхностей имеет место двухмерное температурное поле. Расчет температуры в этих случаях может быть выполнен с достаточной точностью при помощи известного в теории теплопроводности соотношения относительных температур:

$$\frac{t_b - t_{x,y,\tau}}{t_b - t_H} = \frac{t_b - t_{x,\tau}}{t_b - t_H} - \frac{t_b - t_{y,\tau}}{t_b - t_H}, \qquad (6.12)$$

где t_b – температура по стандартной кривой (6.1);

$t_{x,y,\tau}$ – температура двухмерного поля,˚С;

t_x, t_y – температура одномерных полей, ˚С.

Из соотношения (6.12) находят:

$$t_{x,y,\tau} = t_b - \frac{(t_b - t_{x,\tau})(t_b - t_{y,\tau})}{t_b - t_H}, \qquad (6.13)$$

Согласно [1] температуры в сечениях железобетонных элементов можно определять по графикам прогрева, полученным экспериментальным путем (приложение 22).

6.1.3. Расчет слоев бетона, прогретых до заданных температур

При огневом воздействии сечение конструкции прогревается неравномерно. Поэтому в каждом слое (точке) сечения температура имеет определенное значение. Если в одном из этих слоев (точек) расположен несущий элемент, воспринимающий все сжимающие или растягивающие усилия, то температура его будет определять величину несущей способности всей конструкции. В тот момент, когда несущая способность этой конструкции снизится до величины рабочей нагрузки и наступит ее предел огнестойкости, температура является критической.

Такими несущими элементами является растянутая арматура в изгибаемых железобетонных конструкциях. Предел огнестойкости этих конструкций рассчитывается путем вычисления времени прогрева их несущих элементов до критической температуры.

Таким образом, понятие критической температуры относится не к материалу конструкции, а к ее несущему элементу. Нельзя, например, в этом смысле говорить о критической температуре бетона, так как этот материал расположен по всему сечению железобетонной конструкции, прогревается неравномерно и поэтому не имеет какой-то определенной температуры нагрева.

Иногда с целью упрощения расчета все же применяют термин «критическая температура» и к бетону.

Так, например, называют критической температуру на границе ядра сечения железобетонных колонн, которая условно отделяет бетон с нулевой прочностью от бетона с начальной прочностью. Однако в этом случае критическая температура имеет другой смысл, связанный с ограничением какой-то площади поперечного сечения, и является скорее приемом для упрощения расчета [4]. Этим приемом пользуются при расчете огнестой-

кости, например, колонн, статически неопределимых изгибаемых конструкций. Иначе говоря, необходимо определять толщину бетонных слоев, прогревающихся до заданных критических температур. Прочность бетона в этих слоях считаются равной нулю, а в оставшемся сечении (ядра) - нормативной.

Эта задача является обратной рассмотренным выше и решается на основе тех же уравнений и зависимостей.

Толщина слоя y плоской конструкции, прогретого выше t_{cr} (изотерма t_{cr} - граница слоя) определяется из уравнения (6.4).

$$\delta_{t,y} = (2x\sqrt{\tau} - k)\sqrt{a_{red}}\ , \qquad (6.14)$$

x – аргумент функции Гаусса (Крампа) $erf\,x(A)$ определяется

$$erf(x) = \frac{1250 - t_{b,cr}}{1250 - t_H}\ , \qquad (6.15)$$

где $t_{b,cr}$ – критическая, расчетная температура бетона;

для тяжелого бетона на гранитном щебне – 650˚С,

для тяжелого бетона на известняковом щебне – 750˚С.

При обогреве конструкции с четырех сторон:

$$b_{tem,x} = (0{,}5b_x + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_x)\ , \qquad (6.16)$$

где ξ_x – определяют по графику (приложение 14) в зависимости от величин θ_x и F_{ox} :

$$\theta_x = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_H} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_H)}{(t_b - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)}\ , \qquad (6.17)$$

$t_{y=0,\tau}$=1250-(1250-t_H) $\theta_ц$ определяются по формуле (6.11); $\theta_ц$ принимают по данным приложения 15 в зависимости от F_{0X}/4.

$$F_{ox} = \frac{a_{red}\tau}{(0{,}5b_x + k\sqrt{a_{red}})^2}$$

$$b_{tem,y} = (0{,}5b_y + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_y) \qquad (6.18)$$

где ξ_y – определяют по графику (приложение 14) в зависимости от величин $\theta_ц$ и F_{oy}

$$\theta_y = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_H} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_H)}{(t_b - t_{x=0,\tau})(1250 - t_H)}\ , \qquad (6.19)$$

$t_{x=0,\tau}$=1250 - (1250 - t_H) $\theta_ц$ определяются по формуле (6.11); $\theta_ц$ - принимают по данным приложения 15 в зависимости от $F_{0X}/4$.

$$F_{oy} = \frac{a_{red}\tau}{(0{,}5b_y + k\sqrt{a_{red}})^2}$$

Зная величину $\xi_y = 1 - \frac{\delta_{tem,y}}{0{,}5b_y + k\sqrt{a_{red}}}$, и решая это равенство относительно $\delta_{tem,y}$, получаем уравнение (6.18).

В том случае, когда прямоугольное сечение обогревается с трех сторон толщину слоя $\delta_{tem,y}$, находятся по формуле:

$$\delta_{tem,y} = (2x\sqrt{\tau} - k)\sqrt{a_{red}}, \qquad (6.20)$$

где величина x является аргументом функции ошибок Гаусса (приложение 13), рассчитанной по формуле:

$$erf\ x = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_H} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_H)}{(t_b - t_{x=0,\tau})(1250 - t_H)} \qquad (6.21)$$

Температуру $t_{x=0,\tau}$ определяется по формуле (6.11).

Координату $\delta_{tem,x}$ у обогреваемой грани сечения находятся по формуле (6.16) с использованием выражения (6.17), в котором $t_{y=0,\tau}$ нужно заменить температурой $t_{y=h}$, определяемой по формуле (6.4) при $y=h$.

Таким образом, при четырехстороннем обогреве

$$b_{tem,x} = b_x - 2\delta_{tem,x}, \qquad b_{tem,y} = b_y - 2\delta_{tem,y};$$

- при трехстороннем обогреве

$$b_{tem,x} = b_x - 2\delta_{tem,x}, \qquad b_{tem,y} = b_y - \delta_{tem,y}.$$

6.2. Статическая часть расчета

6.2.1. Статически определимые изгибаемые конструкции. Общее решение статической задачи

При расчете несущей способности железобетонных конструкций при пожаре следует учитывать изменение механических свойств бетона и арматуры в зависимости от их температуры, определяемой теплотехническим расчетом.

Расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона R_{bu} и R_{btu} и арматуры R_{scu} и R_{su} для расчета огнестойкости определяются делением нормативных сопротивлений, приведенных в [9,10] на соответствующие коэффициенты надежности – по бетону γ_b= 0,83, по арматуре γ_s= 0,9.

Статически определимые изгибаемые железобетонные конструкции в условиях пожара подвергаются воздействия высоких температур по-

разному. Плоские элементы подвергаются одностороннему нагреву, стержневые - трехстороннему. При этом у плоских элементов $b_{tem}=b$, а у стержневых элементов $b_{tem}=b-2\ \delta_{tem,x}$.

Общие положения расчета на огнестойкости строительных конструкций применимы и к железобетонным элементам. Однако для статически определимых конструкций предел огнестойкости может быть определен по критической температуре стальных элементов, что значительно упрощает расчет.

Статически определимые изгибаемые элементы в условиях пожара разрушаются, как правило, в результате образования пластического шарнира в середине пролета за счет снижения предела текучести или прочности нагревающейся растянутой арматуры до величины напряжений в ее сечении.

Редкое исключение составляют изгибаемые элементы переармированные и нагруженные предельно допустимой нагрузкой, у которых потеря несущей способности происходит от хрупкого разрушения сжатой зоны бетона при сравнительно небольших деформациях растянутой арматуры.

Сжатые бетоны и арматура нагреваются слабо, а поэтому в расчетах их прочностные характеристики считаются неизменными. В момент образования пластического шарнира происходит резкое увеличение температурной ползучести арматуры, что вызывает интенсивное раскрытие трещин в растянутой зоне. Раскрывающиеся трещины уменьшают высоту сжатой зоны бетона x_{tem} до минимального значения, при котором происходит разрушение сжатого бетона и обрушение элемента. Таким образом, наступление предела огнестойкости изгибаемой конструкции характеризуется предельным равновесием внутренних и внешних сил. При этом напряжения в сжатой зоне бетона за счет уменьшения ее размеров и деформаций растянутой арматуры увеличивается до R_{bn} , а нормативное сопротивление растянутой арматуры R_{sn} снижается до предела прочности нагретой стали $R_{s,tem}$, равного рабочему напряжению в ее сечении $\sigma_{s,tem}$.

Решение статической задачи в этом случае сводится к нахождению критической температуры растянутой арматуры при предельном равновесии конструкции в условиях пожара.

В общем виде статическая задача дли изгибаемых конструкций решается с помощью уравнений статики, для определения высоты сжатой зоны бетона x_{tem} в состоянии предельного равновесия конструкции при заданных условиях обогрева составляется уравнение моментов от внешних и внутренних сил относительно растянутой рабочей арматуры $\Sigma M_s=0$.

Рабочие напряжения в растянутой арматуре определяют из уравнения равновесия проекции внутренних и внешних сил, действующих в плоскости изгиба $\Sigma P_{x(y)}=0$.

По соотношению рабочих напряжений σ_s и сопротивлений стали R_{su} определяют коэффициент снижения прочности $\gamma_{s,tem}$, а затем по справочным данным определяют критическую температуру растянутой арматуры.

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} \text{ и } t_{s,cr} = f(\gamma_{s,tem})$$

6.2.2. Плоские изгибаемые элементы

Несущая способность $M_{p,tem}$ нагретого плоского изгибаемого элемента в предельном равновесии будет равна

$$M_{p,tem}=N_{b,tem}z_{b,tem}=R_{bu}bx_{tem}(h_0-0,5x_{tem}), \qquad R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b}, \qquad (6.22)$$

где R_{bn} – нормативная призменная прочность бетона на осевое сжатие, МПа;

h_0 – рабочая (полезная) высота сечения, м;

x_{tem} – высота сжатой зоны, м.

В условиях пожара конструкция разрушается под действием постоянной нормативной нагрузки M_n, т.е. $M_{p,tem}=M_n$.

Следовательно,

$$M_{p,tem}-M_n=0 \ (\Sigma M_s=0),$$

$$R_{bu}x_{tem}b(h_0-0,5x_{tem}) - M_n = 0. \qquad (6.23)$$

Откуда $$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2\frac{M_n}{R_{bu}b}} \qquad (6.24)$$

Из условия равновесия ($\Sigma P_x=0$) находим напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu}bx_{tem}}{A_s} \qquad (6.25)$$

По соотношению рабочих напряжений $\sigma_{s,tem}$ и сопротивлений стали R_{su} определяют коэффициент снижения прочности $\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$; можно определить сразу $\gamma_{s,tem} = \frac{R_{bu}bx_{tem}}{A_s R_{su}}$.

По найденному значению $\gamma_{s,tem}$ из приложения 19 находим температуру растянутой арматуры, при которой наступает предел огнестойкости, т.е. критическую температуру $t_{s,cr}$.

Фактический предел огнестойкости $П_ф$ определяется по формуле (6.7).

Значение коэффициента $\gamma_{s,tem}$ можно найти так же следующим способом:

$$M_{p,tem}=N_{s,tem}z_{b,tem}=R_{su}\gamma_{s,tem}A_s(h_0-0,5x_{tem}), \quad (6.26)$$

где $R_{su}=\dfrac{R_{sn}}{\gamma_s}$;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры;

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры, МПа;

h_0 – рабочая (полезная) высота сечения, м;

x_{tem} – высота сжатой зоны, м.

Из условия равновесия $\Sigma P_x=0$

$$N_{s,tem} - N_{b,tem}=0 \quad \text{или} \quad R_{su}\gamma_{s,tem}A_s - R_{bu}bx_{tem}=0,$$

находим
$$x_{tem}=\frac{R_{su}A_s\gamma_{s,tem}}{R_{bu}b} \quad (6.27)$$

Так как $M_{p,tem}=M_n$, то поэтому уравнение (6.26) можно записать в виде:

$$M_n = R_{su}\gamma_{s,tem}A_s(h_0-0,5x_{tem}), \quad (6.28)$$

Подставим в формулу (6.28) значение x_{tem} (6.27), имеем:

$$M_n = R_{su}A_s\,\gamma_{s,tem}(h_0 - 0,5\frac{R_{su}A_s\gamma_{s,tem}}{R_{bu}b}) \quad (6.29)$$

отсюда

$$\gamma_{s,tem}=\frac{R_{bu}bh_0}{A_sR_{su}}\left(1-\sqrt{1-2\frac{M_n}{bh_0^{\,2}R_{bu}}}\right). \quad (6.30)$$

т.е. значение $\gamma_{s,tem}$ можно определить, не определяя $\sigma_{s,tem}$.

Коэффициент $\gamma_{s,tem}$ для изгибаемых элементов, разрушающихся в результате образования пластического шарнира в нормальном сечении, за счет снижения прочности нагретой растянутой арматуры до величины рабочих напряжений без больших погрешностей может быть определен по формуле:

$$\gamma_{s,tem}=\frac{M_n}{M_p}=\frac{M_n}{R_{su}A_s(h_0 - 0,5\frac{R_{su}A_s}{R_{bu}b})}, \quad (6.31)$$

где M_n – начальный разрушающий момент в сечении, кНм.

6.2.3. Плоские изгибаемые многопустотные железобетонные элементы

При решении статической задачи сечение многопустотных железобетонных плит и настилов приводят к расчетному - тавровому сечению (рис. 6.1).

Высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии определяется по формуле (6.24), если $x_{tem} \le h'_f$ (рис.6.1,б).

Если высота сжатой зоны бетона, полученная из уравнения (6.24) больше, чем высота полки, т.е. $x_{tem} > h'_f$ (рис.6.1,в), то ее необходимо пересчитать по формуле:

$$h'_f(b'_f - \sum b_p)R_{bu}(h_c - 0{,}5h'_f) + \sum b_p x_{tem} R_{bu}(h_0 - 0{,}5x_{tem}) - M_n = 0 \qquad (6.32)$$

Решение относительно x_{tem} дает следующую формулу

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[M_n - h'_f(b'_f - \sum b_p)R_{bu}(h_c - 0{,}5h'_f)\right]}{R_{bu}\sum b_p}} \qquad (6.33)$$

Затем определяют $\sigma_{\text{s,tem}}$

При $x_{tem} \le h'_f$

$$\sigma_{s,tem} = \frac{b'_f x_{tem} R_{bu}}{A_s} \qquad (6.34)$$

При $x_{tem} > h'_f$

$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu}\left[h'_f b'_f + (x_{tem} - h'_f)\sum b_p\right]}{A_s} \qquad (6.35)$$

Затем по формуле $\frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$ определяют $\gamma_{\text{s,tem}}$, из приложения 19 t_{cr} и по формулам (6.7) находят $\Pi_{\text{ф}}$ конструкции. Полученный результат необходимо умножить на коэффициент 0,9.

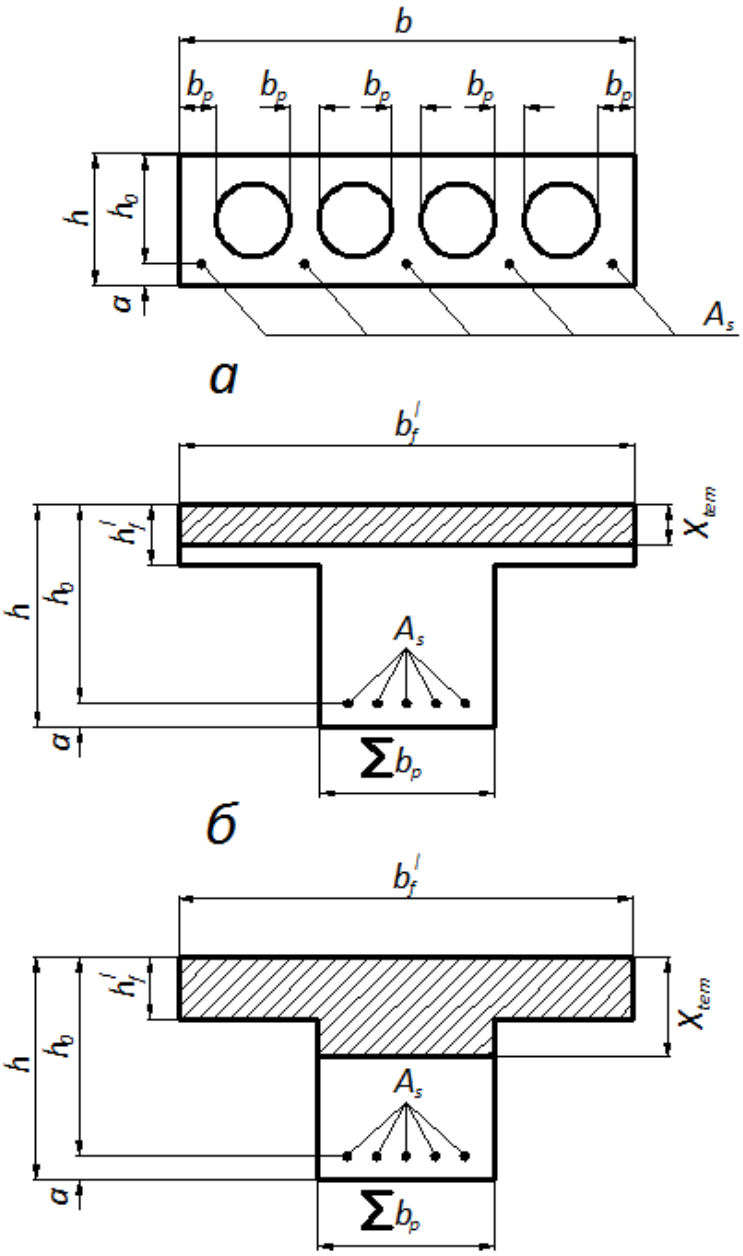


Рис. 6.1. Схема приведения железобетонной плиты к расчетному:
а - сечение плиты;
б - расчетное сечение при $x_{tem} \le h'_f$;
в - расчетное сечение при $x_{tem} > h'_f$.

6.2.4. Стержневые изгибаемые элементы (балки, прогоны, ригели)

Отличительными особенностями стержневых элементов по сравнению с плоскими конструкциями являются наличие арматуры в сжатой зоне и, как правило, огневое воздействие на сжатую зону по боковым сторонам поперечного сечения (рис. 6.2).

При обогреве балки с трех сторон размеры сжатой зоны бетона уменьшаются по высоте в основном за счет деформаций растянутой арма-

туры до величины x_{tem} в момент предельного состояния конструкции, а по ширине - за счет потери прочности наружными слоями бетона $\delta_{x,tem}$. В результате прогрева сжатой арматуры ее сопротивление уменьшается по сравнению с первоначальным R_{scu} на величину коэффициента снижения прочности $\gamma'_{s,tem}$.

Величину $\delta_{x,tem}$ определяют по формуле (6.20). Ширина ядра сечения будет $b_{tem}=b-2\delta_{x,tem}$.

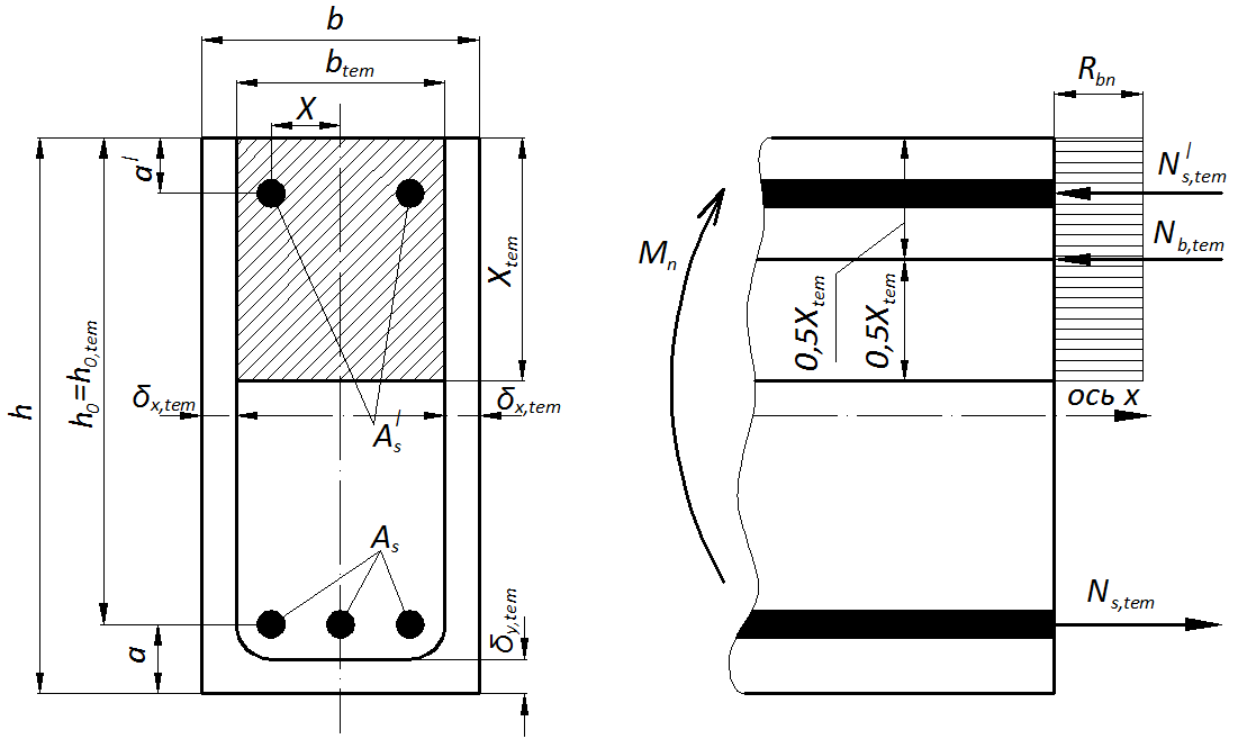


Рис. 6.2. Расчетная схема железобетонной балки прямоугольного сечения

Температуру сжатых стержней находят по уравнению (6.8) и (6.9). Затем из приложения 19 по рассчитанной температуре находят $\gamma_{s,tem}$.

При известных размерах сжатой зоны бетона и сопротивлений сжатой арматуры $\Sigma M=0$

$$R_{bu}x_{tem}b_{tem}(h_0-0{,}5x_{tem})+R_{su}\gamma'_{s,tem}A_s'(h_0-a')-M_n \qquad (6.36)$$

Решая уравнение относительно x_{tem}, находят

$$x_{tem}=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2\left[M_n-R_{scu}\gamma'_{s,tem}A'_s(h_0-a')\right]}{R_{bu}b_{tem}}} \qquad (6.37)$$

Затем, используя условие равновесия проекции всех внутренних сил на ось x:

$$R_{scu}A'_s\gamma'_{s,tem}+R_{bu}b_{tem}x_{tem}+\sigma_{s,tem}A_s=0 \qquad (6.38)$$

находят

$$\sigma_{s,tem}=\frac{R_{bu}b_{tem}x_{tem}+R_{scu}A'_s\gamma'_{s,tem}}{A_s} \qquad (6.39)$$

Коэффициент $\gamma_{s,tem} = \dfrac{\sigma_{s,tem}}{R_{s\,u}}$

Из приложения 19 по величине коэффициента $\gamma_{s,tem}$ находят $t_{s,cr}$.

У балок, ригелей, прогонов сечение обогревается с трех сторон. Поэтому температура стержней расположенных даже в один ряд будет различна: крайние стержни прогреваются быстрее, чем средние.

Расчет температур стержней производят по формуле (6.13).

После вычисления температуры каждого растянутого стержня с координатами x , y определяют среднюю температуру стержней

$$t_{s,m} = \frac{\sum A_{s,i} t_{s,i}}{A_s} \qquad (6.40)$$

где $A_{s,i}$ -площадь i -го стержня;

$t_{s,i}$ - температура i -го стержня;

A_s - суммарная площадь сечений растянутой арматуры.

Если значение $t_{s,m}$ совпадает с $t_{s,cr}$ вычисленной для заданного промежутка времени, расчет заканчивается. Если нет, то снова задается временем τ и решение задачи повторяется.

Иногда разрушение стержневых элементов в условиях пожара может происходить не только по растянутой зоне, но и по сжатому бетону (как правило, у неармированных элементов).

6.2.5. Сжатые элементы

Расчет пределов огнестойкости колонн и стен связан определением предельных усилий, которые может воспринять неравномерно прогретое сечение бетона и нагретая арматура.

В общем случае расчет несущей способности колонн (рассматриваются только колонны со случайным эксцентриситетом e_a приложения нагрузки) следует производить с учетом полных деформаций нагретого бетона при неравномерном прогреве поперечного сечения, применяя метод конечного элемента. Этот метод связан с применением ЭВМ, а поэтому не всегда может быть использован в инженерных расчетах.

Поэтому применяют приближенный метод расчета, основанный на определении площади ядра сечения $A_я$, ограниченного расчетной (критической) температурой.

Несущая способность нагретой колонны при обогреве с четырех сторон

$$N_{p,t,\tau} = \varphi_{tem}(A_я R_{bu} + R_{scu} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}), \qquad (6.41)$$

где $A_я$ – площадь ядра сечения;

$$A_я = b_я \times h_я, \qquad (6.42)$$

$A_{s,tot}$ - суммарная площадь арматуры;

φ_{tem} – коэффициент продольного изгиба, учитывающий длительность загружения, гибкость и характер армирования колонн.

Коэффициент φ_{tem} принимается по приложению 18 в зависимости от $l_0/b_я$, l_0 - расчетная длина колонны.

Задаваясь интервалами времени $\tau_1 ... \tau$ определяется несущая способность колонны. При этом для каждого интервала времени находят по формулам (6.16), (6.18) $b_я$ и $h_я$.

Температуру стержней для тех же интервалов времени определяют по формуле (6.13), используя формулы (6.8), (6.9) и (6.10). По найденным температурам из приложения 19 находят коэффициент $\gamma_{s,tem}$. Допускается определять коэффициент $\gamma_{s,tem}$ при средней температуре, которая определяется по формуле (6.40).

Затем строится график снижения несущей способности колонны в условиях пожара и определяется $П_ф$ при $N_{p,t} = N_n$.

Следует обратить внимание, что расчеты пределов огнестойкости сжатых железобетонных элементов можно производить по критическим деформациям. Этот метод позволяет в полной мере учесть упругие свойства нагретого бетона [12].

6.3. Примеры расчета

Пример I. Дано. Многопустотная плита перекрытия, свободно опирающаяся по двум сторонам. Размеры сечения: b= 1200 мм, длина рабочего пролета l - 6 м, высота сечения h = 220 м, толщина защитного слоя a_l = 20 мм, растянутая арматура класса А400, 4 стержня диаметром 14 мм; тяжелый бетон класса В20 на известняковом щебне, весовая влажность бетона – 2%, средняя плотность бетона в сухом состоянии ρ_{oc}= 2300 кг/м^3, диаметр пустот d = 160 мм; нормативная нагрузка q_n =5,5 кН/м.

Требуется определить. Предел огнестойкости плиты по потере несущей способности.

Решение:

Максимальный изгибающий момент

$$M_n = \frac{q_n l_0^{\ 2}}{8}$$

$$M_n = \frac{5{,}5 \cdot 6{,}0^2}{8} = 24{,}75 кНм ,$$

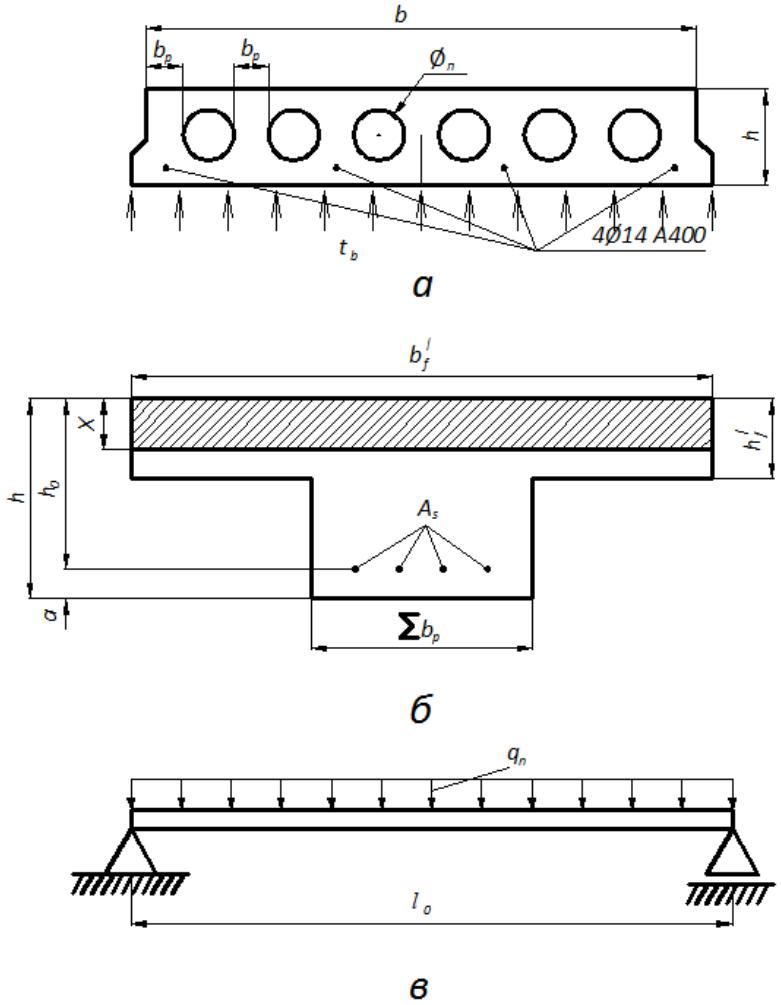


Рис. 6.3. К расчету многопустотной плиты:
а – поперечное сечение;
б – расчетное сечение;
в – расчетная схема

$$a = a_l + \frac{d}{2} = 20 + \frac{14}{2} = 27 мм,$$

$$h_f^/ = (h - ∅_п)/2 = (220 - 160)/2 = 30 \text{ мм},$$

$$h_0 = h - a = 220 - 27 = 193 мм.$$

Для бетона класса В20 R_{bn} =15,0 МПа [9,10],

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{15}{0,83} = 18,07\ МПа, k = 37,2\ c^{1/2}$$

R_{sn} =390 МПа [9,10], $R_{su} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{0,9} = 433,3\ МПа$

A_s =616 мм^2 (приложение 20),

Находим x_{tem} , предполагая, что $x_{tem} < h'_f$.

По формуле (6.24), где $b=b'_f$,

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_n}{R_{bu}b'_f}} = 193 - \sqrt{193^2 - 2\frac{24{,}75\cdot 10^6}{18{,}07\cdot 1200}} = 6{,}0\,мм$$

x_{tem}=6мм< h'_f=30мм.

Напряжение в сечении растянутой арматуры

$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu}b'_f x_{tem}}{A_s} = \frac{1200\cdot 6{,}0\cdot 18{,}07}{616} = 211{,}2\,МПа$$

По формуле

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{211{,}2}{433{,}3} = 0{,}49$$

Из приложения 19 при $\gamma_{s,tem}$ =0,49 для арматуры класса А400 $t_{s,cr}$= 586°С,

$$erf(x) = \frac{1250-586}{1250-20} = 0{,}54\,.$$

По приложению 13 находим Х = 0,521.

Теплофизические характеристики бетона

$\lambda_{tem,m}$ = 1,14 - 0,00055 t_m = 1,14 - 0,00055·450 = 0,89 Вт/(м·°С) (приложение 16);

$C_{tem,m}$ = 710 + 0,84 t_m = 710 + 0,84·450 = 1090 Дж/(кг°С) (приложение 16);

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{\left(C_{tem,m} + 50{,}4W_в\right)\rho_{oc}} = \frac{0{,}89}{(1090+50{,}4\cdot 2)2300} = 3\cdot 10^{-7}\,м^2/с$$

По формуле (6.7) для плиты со сплошным сечением находим предел огнестойкости

$$\tau = \frac{\left(k + \frac{y+k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}\right)^2}{4x^2} = \frac{\left(37{,}2 + \frac{0{,}02+0{,}5\cdot 0{,}014}{\sqrt{3\cdot 10^{-7}}}\right)^2}{4\cdot 0{,}521^2} = 6857с = 1{,}9ч.$$

С учетом пустотности плиты ее фактический предел огнестойкости находится путем умножения найденного значения на коэффициент 0,9. Тогда, Пф =1,9·0,9 = 1,71 ч.

Пример 2. Дано. Однопролетная свободно опертая балка пролетом 6 м. Сечение балки bxh = 100x400 мм; a_1 = 50 мм; a_2 = 120 мм; c_1 = 50 мм; тяжелый бетон класса B25.на гранитном щебне; рабочая арматура 4∅20 A300; нормативная нагрузка 14 кН/м.

Требуется определить: Предел огнестойкости балки.

Решение.

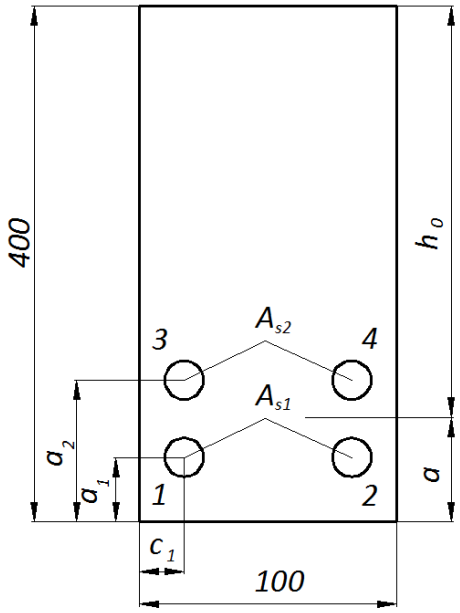


Рис. 6.4. Сечение балки

Конструктивные параметры балки

$$a = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{628 \cdot 50 + 628 \cdot 120}{628 + 628} = 85 мм$$

Площадь сечения арматуры A_{s1}=628 мм^2 для 2Ø20 A300 (приложение 20);
Площадь сечения арматуры A_{s2}=628 мм^2 для 2Ø20 A300 (приложение 20);
h_0= h – a=400-85=315 мм.
Арматура класса A300 с $A_{s,tot}$ =1256 мм^2;
R_{sn}=295 МПа [9,10];

$$R_{su} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{295}{0,9} = 324,4 МПа$$

Бетон класса B25 R_{bn}=18,5 МПа [9,10];

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{18,5}{0,83} = 22,3 МПа$$

Изгибающий момент от действия нормативной нагрузки равен

$$M_n = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{14 \cdot 6^2}{8} = 64 кН \cdot м = 63 \cdot 10^6 Н \cdot мм$$

Для выполнения дальнейших расчетов задаемся интервалами времени $\tau_1=0$; $\tau_2=1{,}0$ч; $\tau_3=2$ч.

Для времени $\tau_1=0$ несущая способность балки равна $M_{p,t,\tau=0}=R_{bu}b\cdot x(h_0-0{,}5x)=22{,}3\cdot100\cdot182{,}7\cdot(315-0{,}5\cdot182{,}7)=91117387$ Н·мм=91,12кН·м,

где $x=\dfrac{R_{su}A_s}{R_{bu}b}=\dfrac{324{,}4\cdot1256}{100\cdot22{,}3}=182{,}7\,мм$

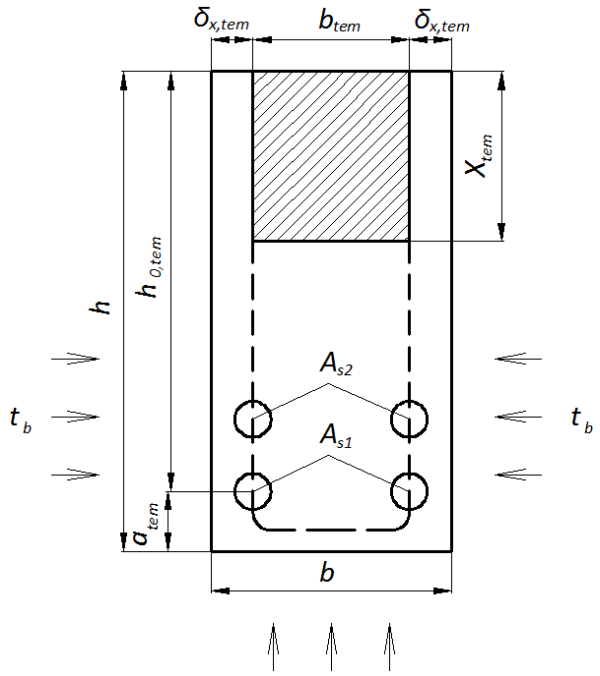


Рис. 6.5. К расчету предела огнестойкости балки

Для времени $\tau_2=1{,}0$ч по приложению 21 находим $\delta_{x,tem}=15$мм;

$b_{tem}=b-2\,\delta_{x,tem}=100-2\cdot15=70$ мм.

По координатам расположения стержней арматуры определяем их температуру (приложения 22) $t_1=t_2=380$ °С; $t_3=t_4=280$ °С. Этим значениям температур соответствуют коэффициенты снижения прочности арматурной стали (приложение 19)

$$\gamma_{s,tem,1}=\gamma_{s,tem,2}=1{,}0;$$
$$\gamma_{s,tem,3}=\gamma_{s,tem,4}=1{,}0;$$

тогда $a_{tem}=a$; $h_{0,tem}=h_0$.

Высота сжатой зоны бетона равна:

$$x_{tem}=\frac{R_{su}A_s\gamma_{s,tem}}{b_{tem}R_{bu}}=\frac{324{,}4\cdot1256\cdot1{,}0}{70\cdot22{,}3}=261\ мм$$

Несущая способность балки составит:

$M_{p,tem,\tau=1,0}=R_{bu}b_{tem}\ \ x_{tem}(h_0-0{,}5x_{tem})\ \ =22{,}3\cdot70\cdot261(315-0{,}5\cdot261)=75169174$ Н·мм=75,2 кН·м

Для времени τ_3=2,0 ч находим $\delta_{x,tem}$=30 мм (приложение 21);

b_{tem}==100-2·30=40 мм.

Температура арматурных стрежней составит (приложения 22) $t_1=t_2$=610°С;) $t_3=t_4$=510°С. Этим значениям температур соответствуют коэффициенты снижения прочности арматурной стали (приложение 19)

$$\gamma_{s,tem,1}=\gamma_{s,tem,2}=0{,}344;$$

$$\gamma_{s,tem,3}=\gamma_{s,tem,4}=0{,}63;$$

тогда $N_{s,tem}=R_{su}\sum_{i=1}^{i}A_{si}\gamma_{s,tem,i}=324{,}4(628\cdot 0{,}344+628\cdot 0{,}63)=198426H=198{,}5кН$

$$a_{tem}=\frac{R_{su}\sum_{i=1}^{i}A_{si}\gamma_{s,tem,i}a_i}{N_{s,tem}}=\frac{324{,}4(628\cdot 0{,}344\cdot 50+628\cdot 0{,}63\cdot 120}{198426}=95{,}3мм$$

$$h_{0,tem}=h-a_{tem}=400-95{,}3=304{,}7мм$$

Примечание: для балок с арматурой в один ряд

a_{tem} = a; $h_{0,tem}$ = h_0.

Высота сжатой зоны бетона равна:

$$x_{tem}=\frac{R_{su}\sum_{i=1}^{n}A_{si}\gamma_{s,tem,i}}{R_{bu}b_{tem}}=\frac{324{,}4\cdot(628\cdot 0{,}344+628\cdot 0{,}63)}{22{,}3\cdot 40}=222{,}5мм$$

Несущая способность балки составит $M_{p,tem,\tau=2,0}$=22,3·40·222,5·(304,7-0,5·222,5)=38394021 Н·мм=38,4 кН·м

Строим график снижения несущей способности балки и определяем ее фактический предел огнестойкости $П_ф$ = 1,37 ч.

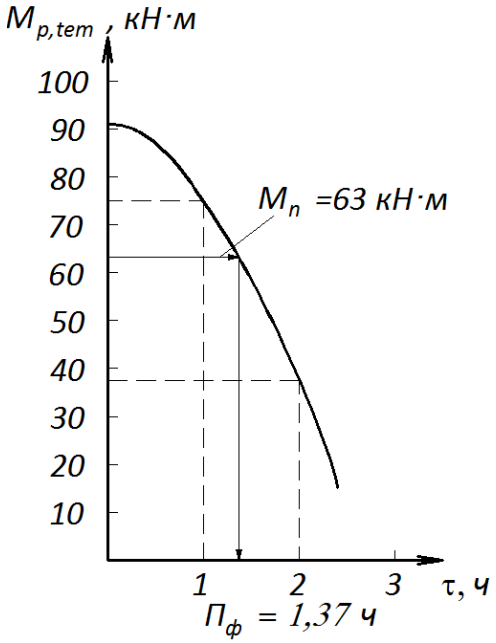


Рис.6.6. Определение $П_ф$ балки.

Пример 3. Дано. Железобетонная колонна сечением 0,4 х 0,4 м, расчетная длина колонны l_0=6,0 м, бетон класса В20, средняя плотность бетона в сухом состоянии на гранитном щебне, ρ_{oc} = 2330 кг/м^3, весовая влажность W = 2,5%, арматура класса А400 4Ø28, толщина защитного слоя a_l = 30 мм, нормативная нагрузка N_n = 1837 кН.

Требуется определить: Фактический предел огнестойкости колонны.

Решение.

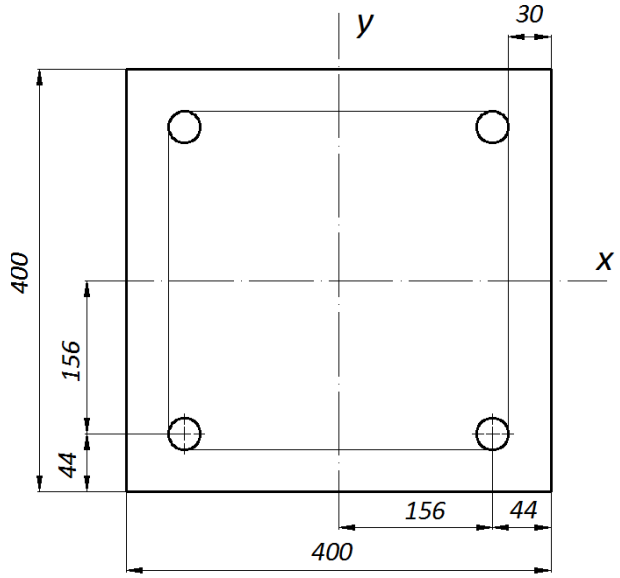


Рис. 6.7. К расчету огнестойкости колонны

Прочностные характеристики материалов:

Арматура класса А400 R_{sn} = 390 МПа [9,10],

$$R_{scu} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{390}{0,9} = 433,3 МПа$$

$A_s^{'} + A_s = A_{s,tot} = 2436 мм^2$ (приложение 20).

Бетон класса В20 с R_{bn} = 15 МПа [9,10],

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{15}{0,83} = 18,07 МПа$$

Теплофизические характеристики бетона

$\lambda_{tem,m}$ =A - Bt_m = 1,2 - 0,00035·450= 1,2 - 0,00055·450 = 1,0425 Вт/(м·°С) (приложение 16);

$C_{tem,m}$ = C + Dt_m = 710 + 0,84·450 = 1088 Дж/(кг·°С) (приложение 16);

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{\left(C_{tem,m} + 50,4W_в\right)\rho_{oc}} = \frac{1,0425}{(1088 + 50,4 \cdot 2,5)2330} = 36,8 \cdot 10^{-8} м^2 / с$$

Для дальнейших расчетов задаемся интервалами времени τ_n , равными τ_1, = 0; τ_2= 1 ч; τ_3 = 2 ч.

Для τ_1, = 0 несущая способность колонны будет равна

$N_{p,t,\tau=0}=\varphi_{tem}(R_{bu}\cdot b\cdot h+ R_{scu}\cdot A_{s,tot})$ =0,91(18,07·400·400+ 433,3·2463) = 3602160,2 Н = 3602 кН,

где φ_{tem} = 0,91 принят по приложению 18 в зависимости от отношения $\frac{l_0}{b}=\frac{6,0}{0,4}=15$

Для τ_2= 1 ч.

Критерий Фурье равен

$$F_{ox}=F_{oy}=\frac{a_{red}\tau_2}{(0,5b+k\sqrt{a_{red}})^2}=\frac{36,8\cdot 10^{-8}\cdot 3600}{\left(0,5\cdot 0,4+37,2\sqrt{36,8\cdot 10^{-8}}\right)^2}=0,0267$$

где k = 0,622 ч^{0,5} = 37,2 с^{0,5} (приложение 17)

$$\xi=1-\frac{x}{0,5b+k\sqrt{a_{red}}}=1-\frac{0,156}{0,5\cdot 0,4+37,2\sqrt{36,8\cdot 10^{-8}}}=0,3$$

где x = y =0,5h -a_l - 0,5d = 0,5·0,4 - 0,03-0,5·0,028 = 0,156 м.

Из приложения 14 находим θ_x=θ_y=0,78

$$t_{x=0,156}=t_{y=0,156}=1250-(1250-t_H)\theta_x=1250-1230\cdot 0,78=290,6°C$$

Температура арматурных стержней при обогреве колонны с четырех сторон будет равна

$$t_{y=0,156;x=0,156;\tau_n=1,0}=t_b-\frac{(t_b-t_{x=0,156;y=0})(t_b-t_{y=0,156;x=0})}{t_b-t_H}=$$

$$=945-\frac{(945-290,6)(945-290,6)}{945-20}=480,3°C$$

где t_b = 945°С определяется по формуле (6.1);

t_b =345lg(0,133·3600 + 1)+20 = 945°С.

По приложению 19 находим значение коэффициента снижения прочности арматуры $\gamma_{s,tem}$= 0,866.

Для определения размеров ядра бетонного сечения необходимо найти значение $\xi_{я,x}$

$t_{x=0}$=$t_{y=0}$=1250-(1250-t_H) $\theta_ц$

Величину $\theta_ц$ находим из приложения 15 при

$$F_{ox}/4=\frac{0{,}0267}{4}=0{,}0067;\theta_{ц}=1{,}0;$$

$$t_{x=0}=t_{y=0}=1250-1230\cdot 1{,}0=20°C$$

При критической температуре бетона на гранитном щебне $t_{b,cr}$ = 650°С,

$$\theta_{я,x}=\frac{1250-t_b}{1250-t_H}+\frac{(t_b-t_{b,cr})(t_b-t_H)}{(t_b-t_{x=x=0})(1250-t_H)}=$$

$$=\frac{1250-945}{1250-20}-\frac{(945-650)(945-20)}{(945-20)(1250-20)}=0{,}49$$

Из приложения 14 при F_{ox}=0,0267 и $\theta_{я,x}$ = 0,89 находим $\xi_{я,x}$ =0,15

Тогда

$$b_я=h_я=2(0{,}5h+k\sqrt{a_{red}})(1-\xi_{я,x})=2(0{,}5\cdot 0{,}4+37{,}2\sqrt{36{,}8\cdot 10^{-8}})(1-0{,}15)=0{,}378м=$$
$$=378мм$$

Несущая способность колонны при $\tau_n=\tau_2$=1,0 ч будет равна

$N_{p,t,\tau=1}=\varphi_{tem}(R_{bu}\cdot b_я\cdot h_я+R_{scu}A_{s,tot}\gamma_{s,tem})$ =0,893(18,07·378·378+433 ,3·2463 ·0,866) =3130969 Н = 3131 кН,

Для τ_3, = 2,0 ч.

$$F_{ox}=F_{oy}=\frac{36{,}8\cdot 10^{-8}\cdot 2\cdot 3600}{\left(0{,}5\cdot 0{,}4+37{,}2\sqrt{36{,}8\cdot 10^{-8}}\right)^2}=0{,}0534$$

При ξ = 0,3 (см.расчет) и $F_{xo}=F_{oy}$=0,0534 из приложения 14 находим $\theta_x=\theta_y$ =0,58

$$t_{x=0{,}156}=t_{y=0{,}156}=1250-1230\cdot 0{,}58=537°C$$

$$t_{y=0{,}156;x=0{,}156;\tau_n=2{,}0}=1029-\frac{(1029-537)^2}{1029-20}=789°C$$

где t_b = 1029°С определяется по формуле (6.1).

По приложению 19 находим значение коэффициента снижения прочности арматуры $\gamma_{s,tem}$= 0,059.

При $F_{ox}/4=\frac{0{,}0534}{4}=0{,}01335;\theta_{ц}=0{,}9955;$

$$t_{x=0}=t_{y=0}=1250-1230\cdot 0{,}9955=26\ °C$$

$$\theta_{я,x}=\frac{1250-1029}{1250-20}-\frac{(1029-650)(1029-20)}{(1029-26)(1250-20)}=0{,}49$$

При F_{ox}=0,0534 и $\theta_{я,x}$ = 0, 49 находим $\xi_{я,x}$ =0,25 (приложение 14)

$$b_я=h_я=2(0{,}5\cdot 0{,}4+37{,}2\sqrt{36{,}8\cdot 10^{-8}})(1-0{,}25)=0{,}334м=334мм$$

Несущая способность колонны при $\tau_n = \tau_3 = 2{,}0$ ч будет равна

$N_{p,t,\tau=2,0} = 0{,}851(18{,}07 \cdot 334 \cdot 334 + 433{,}3 \cdot 2463 \cdot 0{,}059) = 1769044$Н = 1769 кН,

По результатам расчета строим график снижения несущей способности колонны в условиях пожара и определяем предел огнестойкости $П_ф$=1ч 57 мин (рис. 6.8)

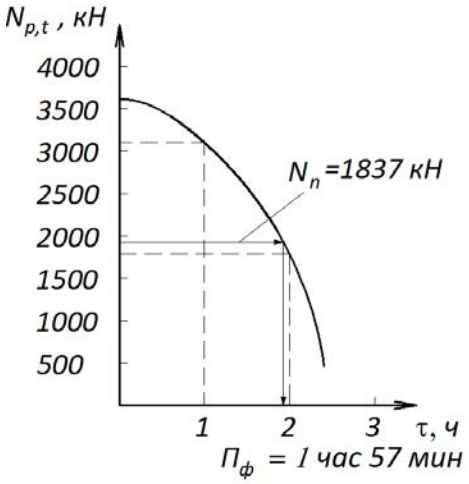


Рис.6.8. График зависимости несущей способности колонны от времени пожара

6.4. Упражнение «Проверка соответствия железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности»

6.4.1.Задание, исходные данные

Данное упражнение включает в себя проверку соответствия железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности.

Номер варианта упражнения, подлежащего выполнению, доводится до сведения слушателей института заочного и дистанционного обучения на установочной лекции, а для слушателей очного обучения на практическом занятии.

При выполнении упражнения необходимо выполнить следующее:

- определить расчётом фактический предел огнестойкости железобетонной плиты;
- определить расчётом фактический предел огнестойкости железобетонной балки;
- определить расчётом фактический предел огнестойкости железобетонной колонны;
- проверить соответствие железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности;
- разработать конструктивные решения, обеспечивающие требуемый предел огнестойкости железобетонных конструкций;

- привести схемы расчётных сечений конструкций, а также схемы работы конструкций.

Данные, необходимые для определения предела огнестойкости конструкций, слушатель принимает самостоятельно по чертежам конструкций, отступления от них не допускаются.

6.4.2.Определение фактического предела огнестойкости железобетонных конструкций и необходимости выполнения огнезащиты

Расчёты по определению фактического предела огнестойкости железобетонных конструкций проводятся аналогично рассмотренным выше примерам в п.6.3.

6.4.3. Проверка соответствия железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности

Методика проверки соответствия железобетонных конструкций требованиям пожарной безопасности состоит в следующем:

1.Определяют требуемые степень огнестойкости и класс конструктивной пожарной опасности здания [14].

2.На основании требуемых степени огнестойкости и класса конструктивной пожарной опасности здания по табл. 21,22 [2] находят требуемый предел огнестойкости и допускаемый класс пожарной опасности строительных конструкций.

3.Оценивают опасность строительных материалов, используемых в конструкциях (горючесть, воспламеняемость, распространение пламени, дымообразующая способность и токсичность продуктов горения), используя учебную и справочную техническую литературу (например, [1]) и определяют область применения этих материалов (в конструкциях какого класса пожарной опасности разрешается использовать материалы). Результаты оценки пожарной опасности материалов целесообразно представить в виде таблицы (табл. 6.1).

Таблица 6.1

Таблица экспертизы

№ п\п	Название элемента конструкции	$П_{тр.}$, мин	$К_{тр}$	Нормативный документ	$П_{ф}$, мин	$К_{ф}$	Нормативный документ	Вывод о соответствии
1.	Железобетонная плита							
2.	Железобетонная балка							
3.	Железобетонная колонна							

4.Исходя из характеристики конструктивных элементов здания и пожарной опасности строительных конструкций, определяют фактический класс пожарной опасности конструкций.

5.Фактический предел огнестойкости железобетонной конструкции, определяемый расчетом, сравнивают с требуемым пределом огнестойкости. Требование пожарной безопасности: $П_{ф.} \geq П_{тр.}$

6. Фактические классы пожарной опасности строительных конструкций сравнивают с допускаемыми классами пожарной опасности конструкций требованиям пожарной безопасности. Требование пожарной безопасности: $К_{ф.} \leq К_{тр.}$

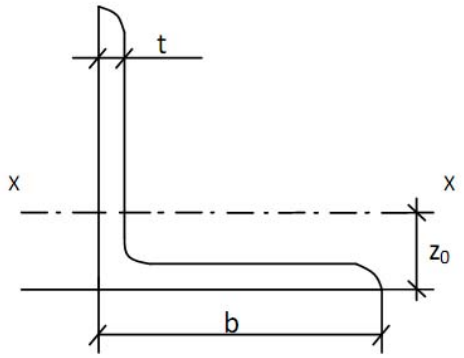
7.При несоблюдении требований пожарной безопасности необходимо предложить технические решения по повышению предела огнестойкости и снижению пожарной опасности деревянной конструкции.

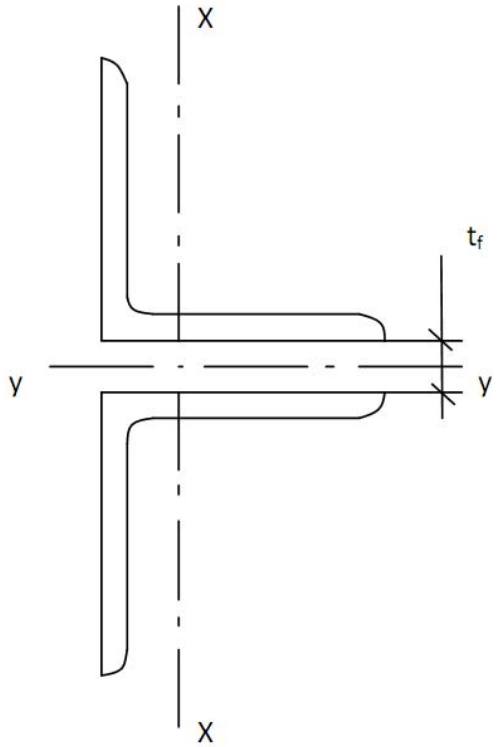
Заканчивается упражнение выводом о проделанной работе и приводится используемая литература.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

СТАЛЬ ПРОКАТНАЯ УГЛОВАЯ РАВНОПОЛОЧНАЯ





b - ширина полки,
t - толщина полки,
i - радиус инерции сечения,
z_o - расстояние от оси x-x до наружной грани полки.

Размеры,мм		Площадь сечения А, см^2	Z_0, см	Радиусы инерции сечения, см				
в	t			i_x	i_y при t_f ,мм			
					8	10	12	14
1	2	3	4	5	6	7	8	9
50	4	3,89	1,38	1,54	2,35	2,43	2,51	2,59
	5	4,8	1,42	1,53	2,38	2,45	2,53	2,61
56	4	4,38	1,52	1,73	2,58	2,66	2,73	2,81
	5	5,41	1,57	1,72	2,61	2,72	2,77	2,85
63	4	4,96	1,69	1,95	2,86	2,93	3,01	3,09
	5	6,13	1,74	1,94	2,89	2,96	3,04	3,12
	6	7,28	1,78	1,93	2,9	2,99	3,06	3,14
70	4,5	6,2	1,88	2,16	3,14	3,21	3,29	3,37
	5	6,86	1,9	2,16	3,16	3,23	3,3	3,38
	6	8,15	1,94	2,15	3,18	3,25	3,33	3,4
	7	9,42	1,99	2,14	3,2	3,28	3,36	3,44
	8	10,7	2,02	2,13	3,22	3,29	3,37	3,45

1	2	3	4	5	6	7	8	9
75	5	7,39	2,02	2,31	3,35	3,42	3,49	3,57
	6	8,78	2,06	2,3	3,3	3,44	3,52	3,6
	7	10,1	2,1	2,29	3,4	3,47	3,54	3,62
	8	11,5	2,15	2,28	3,43	3,5	3,57	3,65
	9	12,8	2,18	2,27	3,44	3,51	3,59	3,67
80	5,5	8,63	2,17	2,47	3,57	3,64	3,71	3,79
	6	9,39	2,19	2,47	3,58	3,65	3,72	3,8
	7	10,8	2,23	2,45	3,6	3,67	3,75	3,82
	8	12,3	2,27	2,44	3,62	3,69	3,77	3,84
90	6	10,6	2,43	2,78	3,96	4,04	4,11	4,19
	7	12,3	2,47	2,77	3,99	4,06	4,13	4,21
	8	13,9	2,51	2,76	4,01	4,08	4,16	4,23
	9	15,6	2,65	2,75	4,04	4,11	4,18	4,26
100	6,5	12,8	2,68	3,09	4,36	4,43	4,5	4,57
	7	13,8	2,71	3,08	4,38	4,45	4,52	4,59
	8	15,6	2,75	3,07	4,4	4,47	4,54	4,62
	10	19,2	2,83	3,05	4,44	4,52	4,59	4,66
	12	22,8	2,91	3,03	4,48	4,56	4,63	4,71
	14	26,3	2,99	3,0	4,53	4,6	4,68	4,76
	16	29,7	3,06	2,98	4,57	4,64	4,72	4,8
110	7	15,2	2,96	3,4	4,78	4,85	4,92	5,0
	8	17,2	3,0	3,39	4,8	4,87	4,95	5,02
125	8	19,7	3,36	3,87	5,39	5,46	5,53	5,6
	9	22,0	3,4	3,86	5,41	5,48	5,56	5,63
	10	24,3	3,45	3,85	5,44	5,52	5,58	5,66
	12	28,9	3,53	3,82	5,48	5,55	5,62	5,7
	14	33,4	3,61	3,8	5,52	5,6	5,67	5,75
	16	37,8	3,6	3,78	5,56	5,63	5,72	5,78
140	9	24,7	3,78	4,34	6,02	6,1	6,16	6,24
	10	27,3	3,82	4,33	6,05	6,12	6,19	6,26
	12	32,5	3,9	4,31	6,08	6,15	6,25	6,3
160	10	31,4	4,3	4,96	6,84	6,91	6,97	7,05
	11	34,4	4,35	4,95	6,86	6,93	7,0	7,07
	12	37,4	4,39	4,94	6,88	6,95	7,02	7,09
	14	43,3	4,47	4,92	6,91	6,98	7,05	7,13
	16	49,1	4,55	4,89	6,95	7,03	7,1	7,18
	18	54,8	4,63	4,87	7,0	7,07	7,14	7,22
	20	60,4	4,7	4,85	7,04	7,11	7,18	7,26
180	11	38,8	4,85	5,6	7,67	7,74	7,81	7,82
	12	42,2	4,89	5,59	7,69	7,76	7,83	7,84
200	12	47,1	5,37	6,22	8,48	8,55	8,62	8,69
	13	50,9	5,42	6,21	8,5	8,58	8,64	8,71
	14	54,6	5,46	6,2	8,52	8,6	8,66	8,73
	16	62,0	5,54	6,17	8,56	8,64	8,7	8,77
	20	76,5	5,7	6,12	8,65	8,72	8,79	8,86
	25	94,3	5,89	6,06	8,74	8,81	8,88	8,95
	30	111,5	6,07	6,0	8,83	8,9	8,97	9,05

окончание приложения 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
220	14	60,4	5,93	6,83	9,31	9,37	9,45	9,52
	16	68,6	6,02	6,81	9,35	9,42	9,49	9,56
250	16	78,4	6,75	7,76	10,55	10,62	10,68	10,75
	18	97,7	6,83	7,73	10,59	10,65	10,72	10,8
	20	97,0	6,91	7,71	10,62	10,69	10,76	10,83
	22	106,1	7,0	7,69	10,67	10,74	10,81	10,88
	25	119,7	7,11	7,65	10,72	10,79	10,86	10,93
	28	133,1	7,23	7,61	10,78	10,85	10,92	10,99
	30	142,0	7,31	7,59	10,82	10,89	10,96	11,03

Приложение 2

ТРУБЫ СТАЛЬНЫЕ ЭЛЕКТРОСВАРНЫЕ

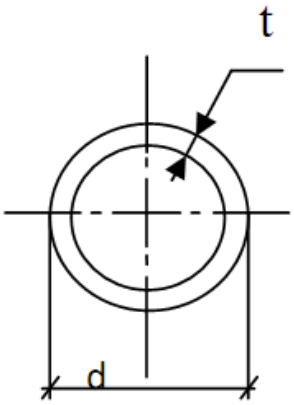


Таблица 1

Размеры, мм		Площадь сечения, см^2	Радиус инерции, см	Размеры, мм		Площадь сечения, см^2	Радиус инерции, см
1	2	3	4	1	2	3	4
60	3	5,38	2,02	127	3	11,7	4,39
	3,2	5,72	2,01		3,2	12,4	4,38
	3,5	6,22	2,0		3,5	13,6	4,37
	3,8	6,71	1,99		3,8	14,7	4,36
	4	7,03	1,98		4	15,5	4,35
	4,5	7,77	1,96		4,5	17,3	4,34
					5	19,2	4,32
					5,5	21	4,3
63,5	3	5,71	2,14	133	3	12,3	4,6
	3,2	6,01	2,13		3,2	13,1	4,59
	3,5	6,6	2,12		3,5	14,2	4,58
	3,8	7,12	2,11		3,8	15,4	4,58
	4	7,48	2,1		4	16,2	4,57
	4,5	8,34	2,09		4,5	18,2	4,55
					5	20,1	4,53
					5,5	22	4,51
70	3	6,32	2,37	140	3	12,9	4,85
	3,2	6,73	2,37		3,2	13,8	4,84
	3,5	7,31	2,36		3,5	15	4,83
	3,8	7,9	2,35		3,8	16,3	4,82
	4	8,29	2,34		4	17,1	4,82
	4,5	9,26	2,32		4,5	19,2	4,8
					5	21,2	4,78
					5,5	23,2	4,76

продолжение табл. 2

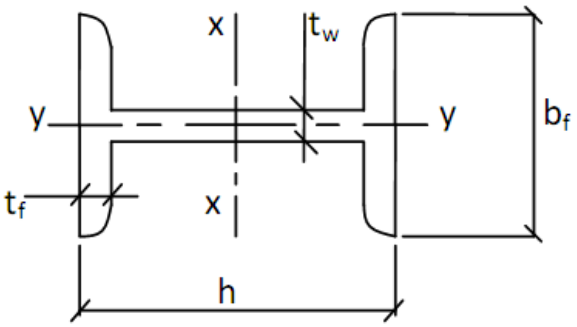
1	2	3	4	1	2	3	4
73	3	6,6	2,48	152	3	14	5,28
	3,2	7,03	2,47		3,2	15	5,27
	3,5	7,64	2,46		3,5	16,3	5,26
	3,8	8,25	2,45		3,8	17,7	5,25
	4	8,68	2,44		4	18,6	5,24
	4,5	9,68	2,42		4,5	20,8	5,22
					5	23,1	5,2
					5,5	25,3	5,19
76	3	6,88	2,58	159	3	14,7	5,52
	3,2	7,32	2,58		3,2	15,7	5,51
	3,5	7,97	2,57		3,5	17,1	5,5
	3,8	8,61	2,56		3,8	18,5	5,49
	4	9,04	2,55		4	19,5	5,48
	4,5	10,1	2,53		4,5	21,8	5,47
	5	11,1	2,51		5	24,2	5,45
	5,5	12,2	2,49		5,5	26,5	5,44
					6	28,8	5,42
					7	33,4	5,38
					8	38,3	5,35
83	3	7,54	2,84	168	3	15,6	5,84
	3,2	8,04	2,83		3,2	16,6	5,83
	3,5	8,74	2,82		3,5	18,1	5,82
	3,8	9,45	2,81		3,8	19,6	5,81
	4	9,92	2,8		4	20,6	5,8
	4,5	11,1	2,78		4,5	23,1	5,78
	5	12,3	2,76		5	25,6	5,77
	5,5	13,4	2,74		5,5	28,1	5,75
					6	30,5	5,74
					7	35,4	5,7
					8	40,2	5,66
89	3	8,1	3,04	189	3,2	17,8	6,25
	3,2	8,62	3,04		3,5	19,4	6,24
	3,5	9,4	3,03		3,8	21	6,23
	3,8	10,2	3,02		4	22,1	6,22
	4	10,7	3,01		4,5	24,8	6,21
	4,5	11,9	2,99		5	27,5	6,2
	5	13,2	2,97		5,5	30,1	6,18
	5,5	14,4	2,96		6	32,8	6,16
95	3	8,68	3,26	194	3,2	19,2	6,75
	3,2	9,25	3,25		3,5	20,9	6,74
	3,5	10,1	3,24		3,8	22,7	6,73
	3,8	10,9	3,23		4	23,9	6,72
	4	11,4	3,22		4,5	26,8	6,7
	4,5	12,8	3,2		5	29,7	6,69
	5	14,1	3,19		5,5	32,6	6,67
	5,5	15,5	3,17		6	35,4	6,65
					7	41,1	6,62

окончание табл. 2

1	2	3	4	1	2	3	4
102	3	9,32	3,5	203	3,5	21,9	7,06
	3,2	9,95	3,5		3,8	23,8	7,05
	3,5	10,8	3,49		4	25	7,04
	3,8	11,7	3,48		4,5	28,1	7,02
	4	12,3	3,47		5	31,1	7,01
	4,5	13,8	3,46		5,5	34,1	6,99
	5	15,2	3,44		6	37,1	6,97
	5,5	16,7	3,42		7	43,1	6,94
108	3	9,9	3,72	219	3,5	23,7	7,62
	3,2	10,6	3,71		3,8	25,7	7,61
	3,5	11,5	3,7		4	27	7,60
	3,8	12,5	3,69		4,5	30,3	7,59
	4	13,1	3,68		5	33,6	7,57
	4,5	14,6	3,66		5,5	36,9	7,55
	5	16,2	3,65		6	40,2	7,54
	5,5	17,7	3,63		7	46,6	7,51
					8	53	7,47
					9	59,4	7,43
114	3	10,5	3,93	245	4	30,3	8,53
	3,2	11,1	3,92		4,5	34	8,52
	3,5	12,2	3,91		5	37,7	8,5
	3,8	13,2	3,9		5,5	41,4	8,48
	4	13,8	3,89		6	45	8,45
	4,5	15,5	3,88		7	52,3	8,42
	5	17,1	3,86		8	59,5	8,39
	5,5	18,8	3,84				
121	3	11,1	4,18	273	4	33,8	9,52
	3,2	11,8	4,17		4,5	38	9,5
	3,5	12,9	4,16		5	42,1	9,48
	3,8	14	4,15		5,5	46,2	9,46
	4	14,7	4,14		6	50,3	9,45
	4,5	16,5	4,13		7	58,5	9,42
	5	18,2	4,11		8	66,6	9,38
	5,5	19,9	4				

Приложение 3

БАЛКИ ДВУТАВРОВЫЕ

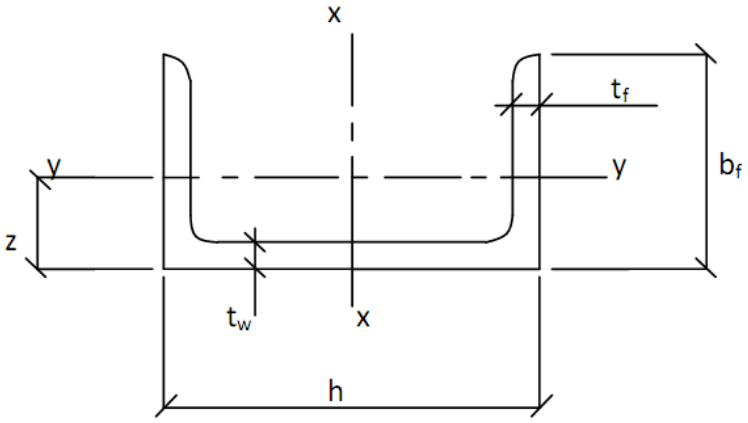


Обозначения: h - высота балки; b_f – ширина балки; t_f – толщина полки; t_w – толщина стенки; *I* – момент инерции сечения; *W* – момент сопротивления сечения

Номер профи-ля	Размеры (мм)				Площадь сечения, см^2	Справочные величины для осей					
	h	b_f	t_f	t_w		X-X			У-У		
						I_x, см^4	W_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**
10	100	55	7,2	4,5	12,0	198	39,7	4,06	17,9	6,49	1,22
12	120	64	7,3	4,8	14,7	350	58,4	4,88	27,9	8,72	1,38
14	140	73	7,5	4,9	17,4	572	81,7	5,73	41,9	11,5	1,55
16	160	81	7,8	5	20,2	873	109	6,57	58,6	14,5	1,7
18	180	90	8,1	5,1	23,4	1290	143	7,42	82,6	18,4	1,88
18a	180	100	8,3	5,1	25,4	1430	159	7,51	114	22,8	2,12
20	200	100	8,4	5,2	26,8	1840	184	8,28	115	23,1	2,07
20a	200	110	8,6	5,2	28,9	2030	203	8,37	155	28,2	2,32
22	220	110	8,7	5,4	30,6	2550	232	9,13	157	28,6	2,27
22a	220	120	8,9	5,4	32,8	2790	254	9,22	206	34,3	2,5
24	240	115	9,5	5,6	34,8	3460	289	9,97	198	34,5	2,37
24a	240	125	9,8	5,6	37,5	3800	317	10,1	260	41,5	2,63
27	270	125	9,8	6,0	40,2	5010	371	11,2	260	41,5	2,54
27a	270	135	10,2	6,0	43,2	5500	407	11,3	337	50,0	2,8
30	300	135	10,2	6,5	46,5	7080	472	12,3	337	49,9	2,69
30a	300	145	10,7	6,5	49,9	7780	518	12,5	436	60,1	2,95
33	330	145	11,2	7,0	53,3	9840	597	13,5	419	59,9	2,79
36	360	145	12,3	7,5	61,9	13380	743	14,7	516	71,1	2,89
40	400	155	13,0	8,3	72,7	19062	853	16,2	667	86,1	3,03
45	450	160	14,2	9,0	84,7	27696	1291	18,1	808	101	3,09
50	500	170	15,2	10,0	100	39727	1589	19,9	1043	123	3,23
55	550	180	16,5	11,0	113	55962	2035	21,8	1356	151	3,39
60	600	190	17,8	12,0	138	76806	2560	23,6	1725	182	3,54

Приложение 4

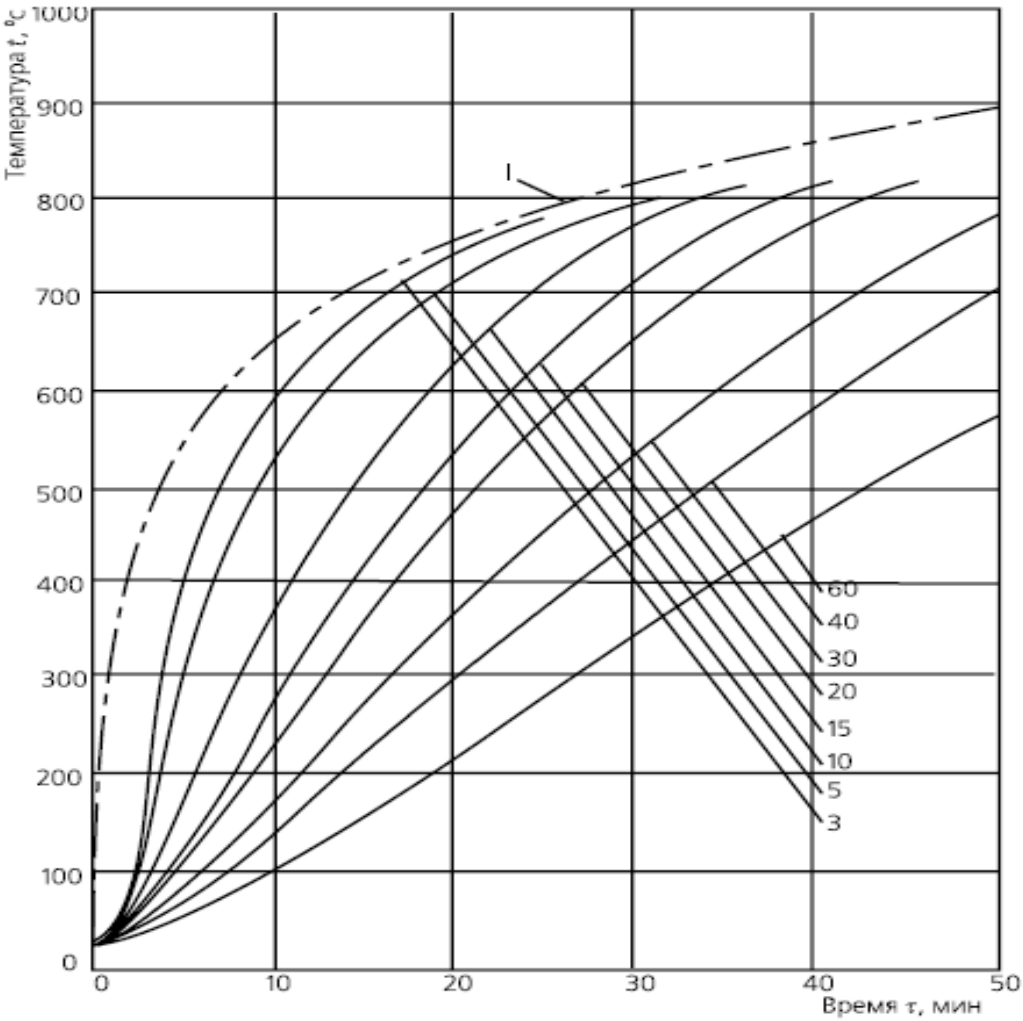
ШВЕЛЛЕРЫ



Номер профиля	Размеры, мм				Площадь сечения, см^2	Справочные величины для осей					
						X-X			У-У		
	h	b_f	t_w	t_f		I_x, см^4	W_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
10	100	46	4,5	7,6	10,9	174	34,8	3,99	20,4	6,46	1,37
12	120	52	4,8	7,8	13,3	304	50,6	4,78	31,2	8,52	1,53
14	140	58	4,9	8,1	15,6	491	70,2	5,60	45,4	11,0	1,70
14а	140	62	4,9	8,7	17,0	609	77,8	5,66	61,02	13,3	1,84
16	160	64	5,0	8,4	18,1	747	93,4	6,42	63,3	13,8	1,87
16а	160	68	5,0	9,0	19,5	823	103	6,49	78,8	16,4	2,01
18	180	70	5,1	8,7	20,7	1090	121	7,24	86,0	17,0	2,04
18а	180	74	5,1	9,3	22,2	1190	132	7,32	105	20,0	2,18
20	200	76	5,2	9,0	23,4	1520	152	8,07	113	20,5	2,20
20а	200	80	5,2	9,7	25,2	1670	167	8,15	139	24,2	2,35
22	220	82	5,4	9,5	26,7	2110	192	8,89	151	25,1	2,37
22а	220	87	5,4	10,2	28,8	2330	212	8,99	187	30,0	2,55
24	240	90	5,6	10,0	30,6	2900	242	9,73	208	31,6	2,6
24а	240	95	5,6	10,7	32,9	3180	265	9,84	254	37,2	2,78
27	270	95	6,0	10,5	35,2	4160	308	10,9	262	37,3	2,73
30	300	100	6,5	11,0	40,5	5810	387	12,0	327	43,6	2,84
33	330	105	7,0	11,7	46,5	7980	484	13,1	410	51,8	2,97
36	360	110	7,5	12,6	53,4	10820	601	14,2	513	61,7	3,1
40	400	115	8,0	13,5	61,5	15220	761	15,7	642	73,4	3,23

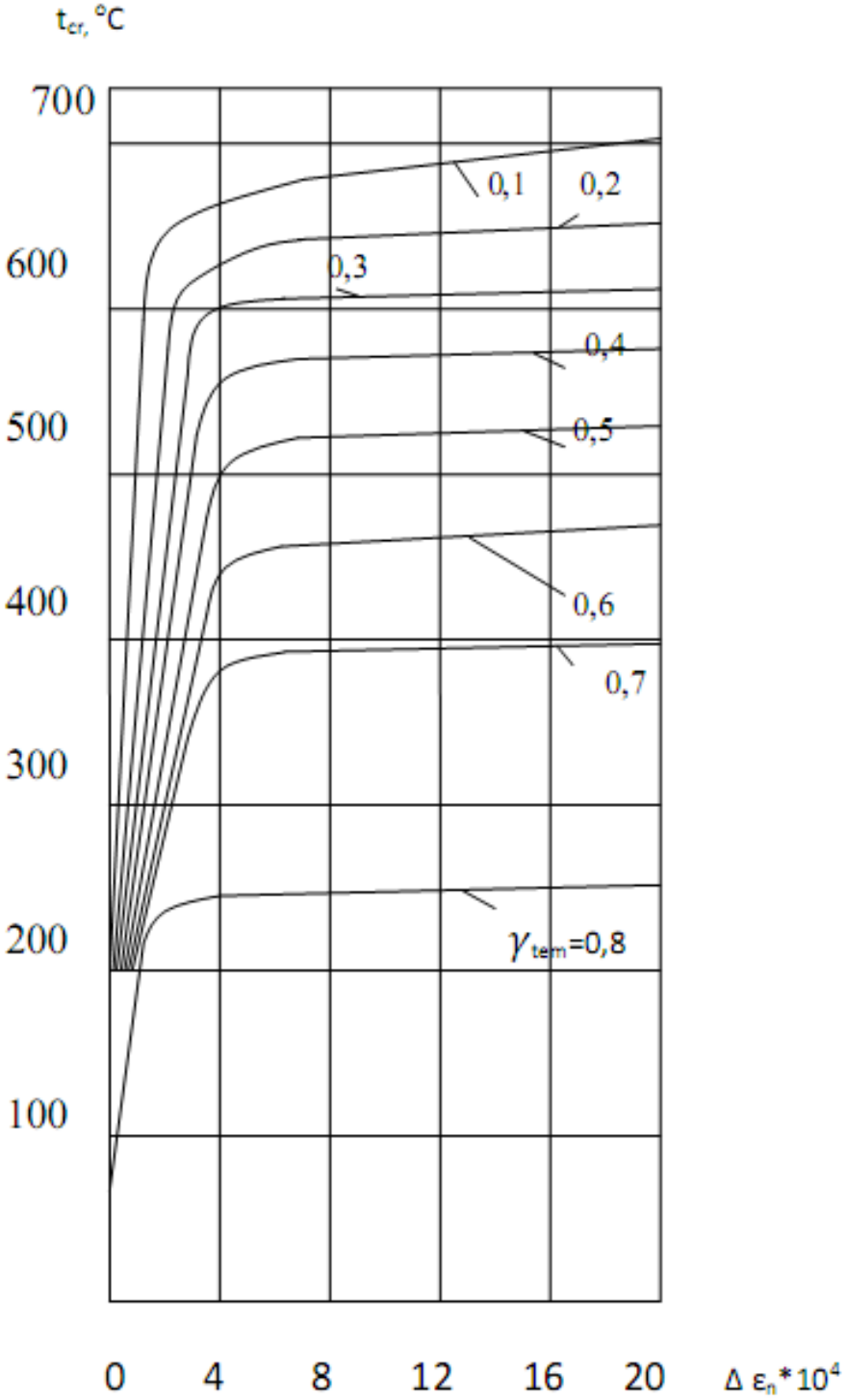
Приложение 5

График зависимости температуры незащищенных элементов стальных конструкций от времени нагрева по режиму «стандартного» пожара (кривая 1) [17]. Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла t_{red}, мм.



Приложение 6

Кривые критических температур, вызывающих потерю устойчивости сжатых стальных стержней [17]: $\Delta\varepsilon_n$ – критическая разность краевых деформаций ползучести; γ_{tem} – степень нагружения стержня.



Приложение 7

Таблица 1

Расчетные сопротивления R_f для определения фактических пределов огнестойкости деревянных конструкций

Напряженное состояние	**Обозначение**	**Расчетные сопротивления для сортов древесины, МПа**		
		1	**2**	**3**
Изгиб	R_{fw}	29	26	18
Сжатие и смятие вдоль волокон древесины	R_{fc}	26	23	16
Растяжение вдоль волокон древесины	R_{ft}	20	15	-
Растяжение поперек волокон древесины	R_{ftt}	1,1	1,1	-
Скалывание вдоль волокон древесины: цельной клееной	R_{fqs}	 3,7 1,3	 3,2 1,2	 2,9 1,1

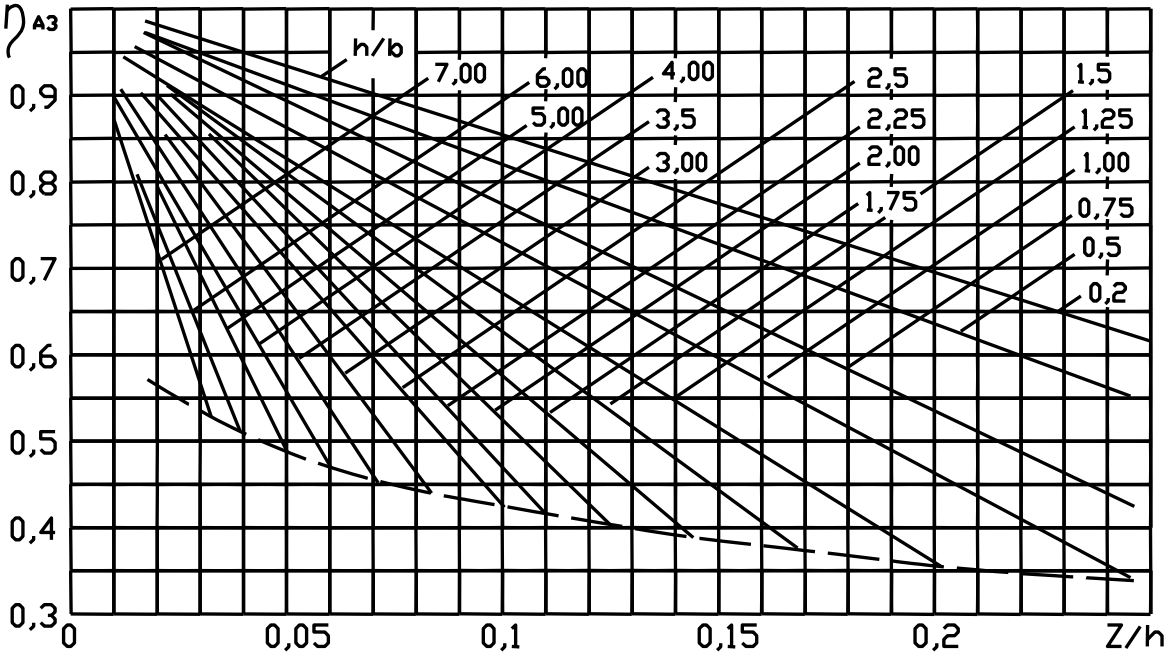
Таблица 2

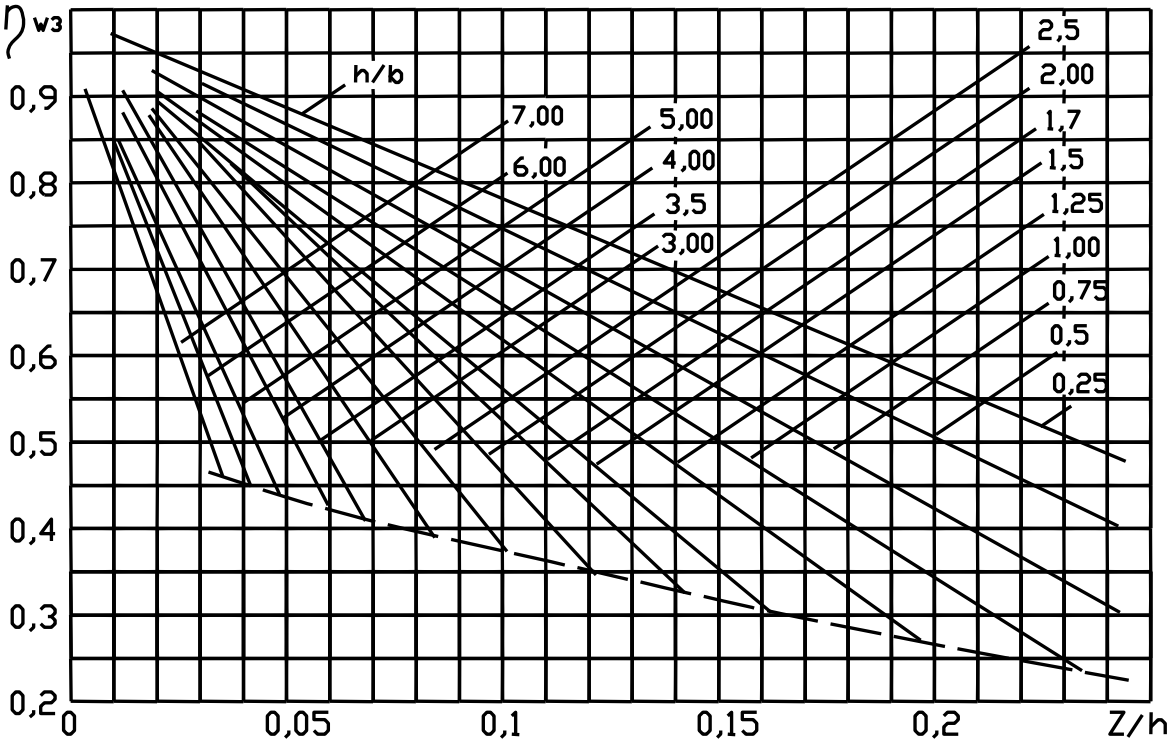
Скорость обугливания древесины

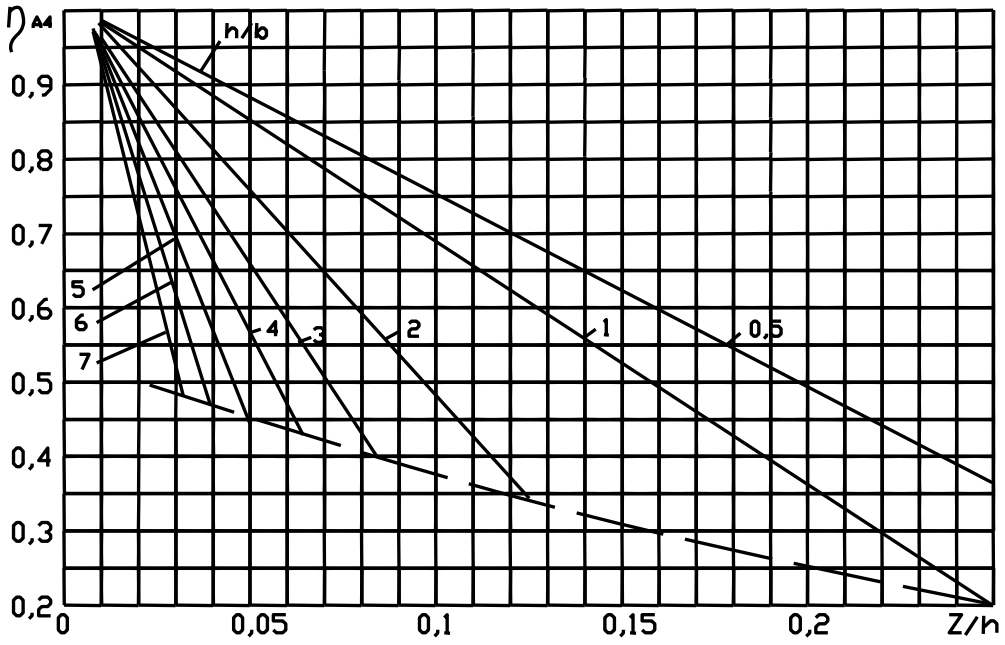
Наименьший размер сечения, мм	**Скорость обугливания древесины V, мм/мин**	
	клееной	**цельной**
120 мм и более	0,6	0,8
Менее 120 мм	0,7	1,0

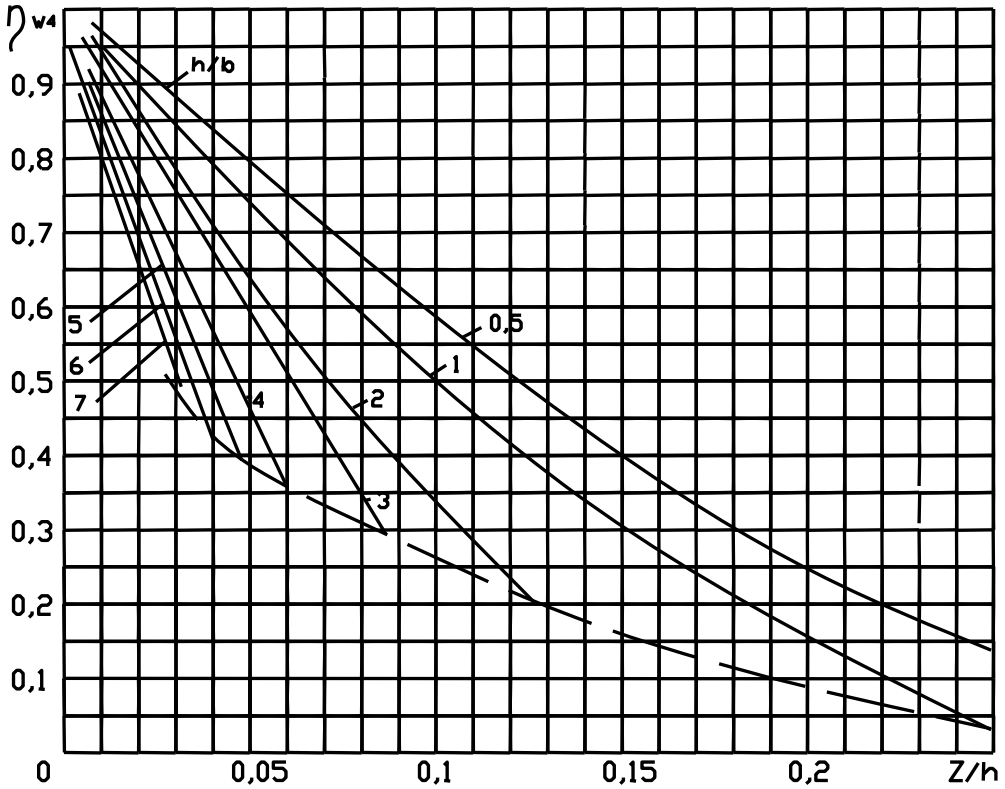
Приложение 8.[17]

Зависимость коэффициентов η_{A3}; η_{W3}; η_{A4}; η_{W4} геометрических характеристик сечения: площади и момента сопротивления от отношения глубины обугливания к высоте сечения Z_{cr}/h при обугливании с 3-х с или 4-х сторон и известном отношении высоты сечения к его ширине h/b до пожара






η A4
h/b
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0
0,05
0,1
0,15
0,2
Z/h
5
6
7
4
3
2
1
0,5


η W4
h/b
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,05
0,1
0,15
0,2
Z/h
5
6
7
4
3
2
1
0,5

Приложение 9

Схемы обогрева конструкции при пожаре

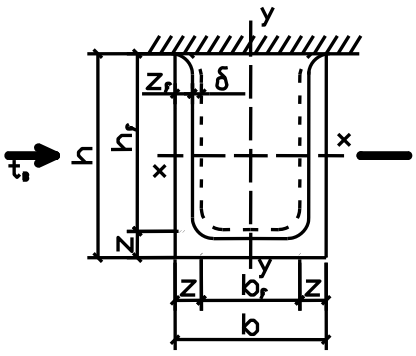


Схема 1

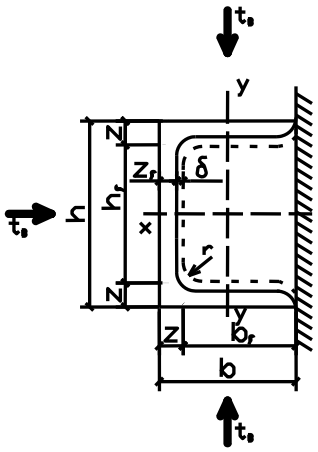


Схема 2

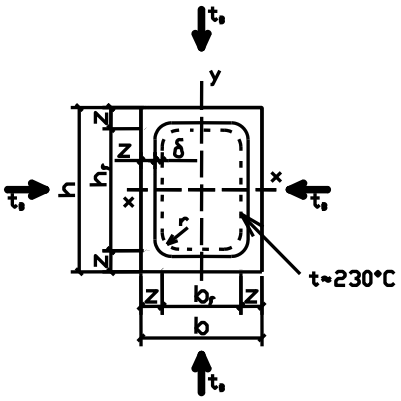


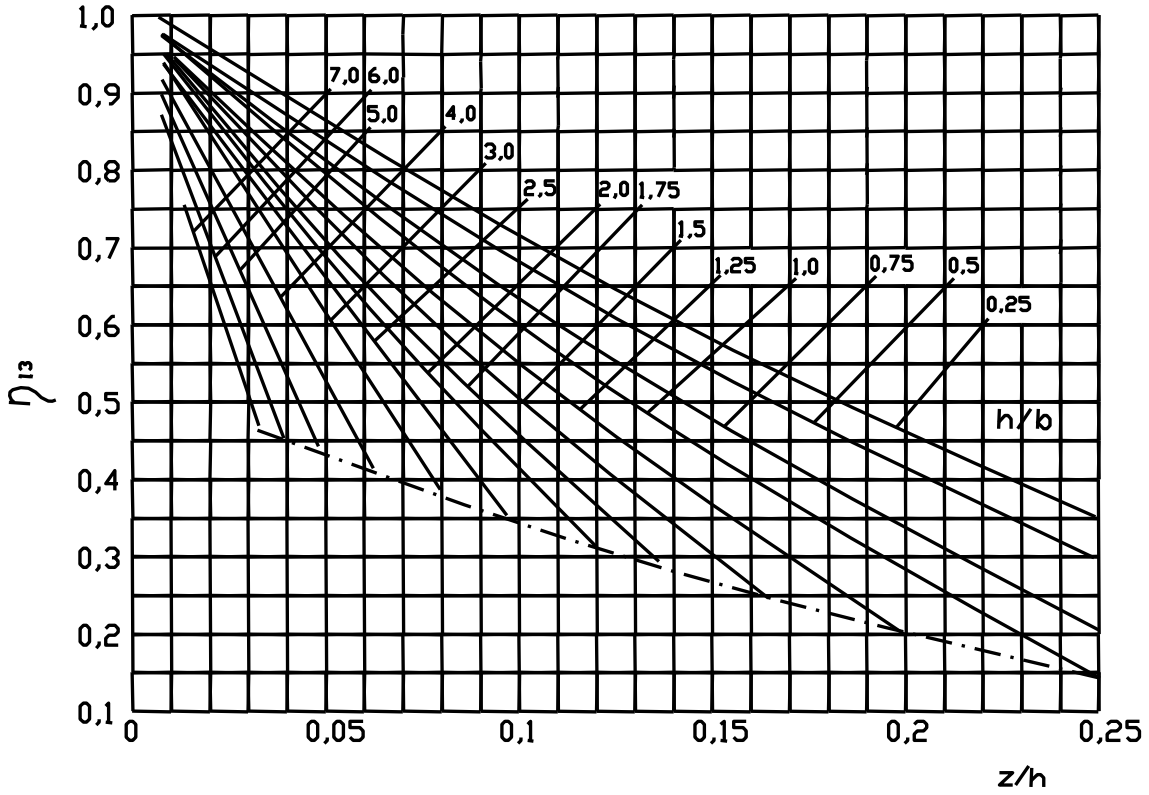
Схема 3

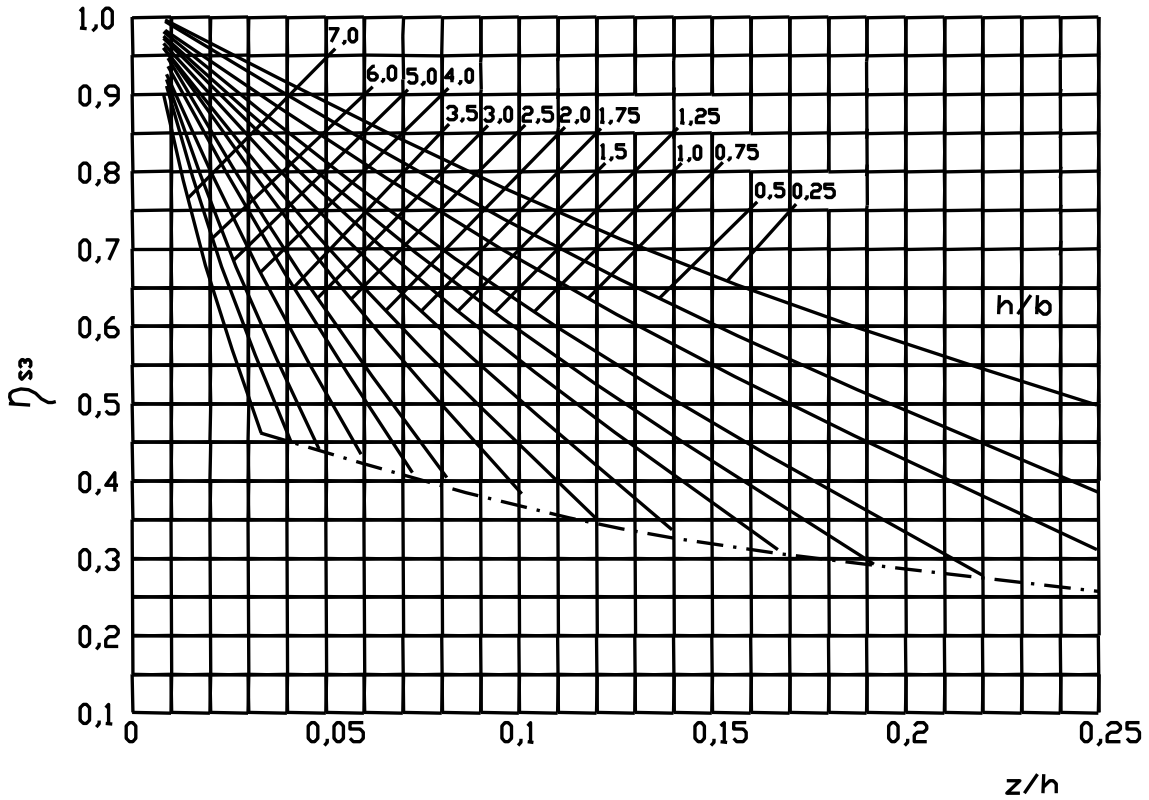
Приложение 10

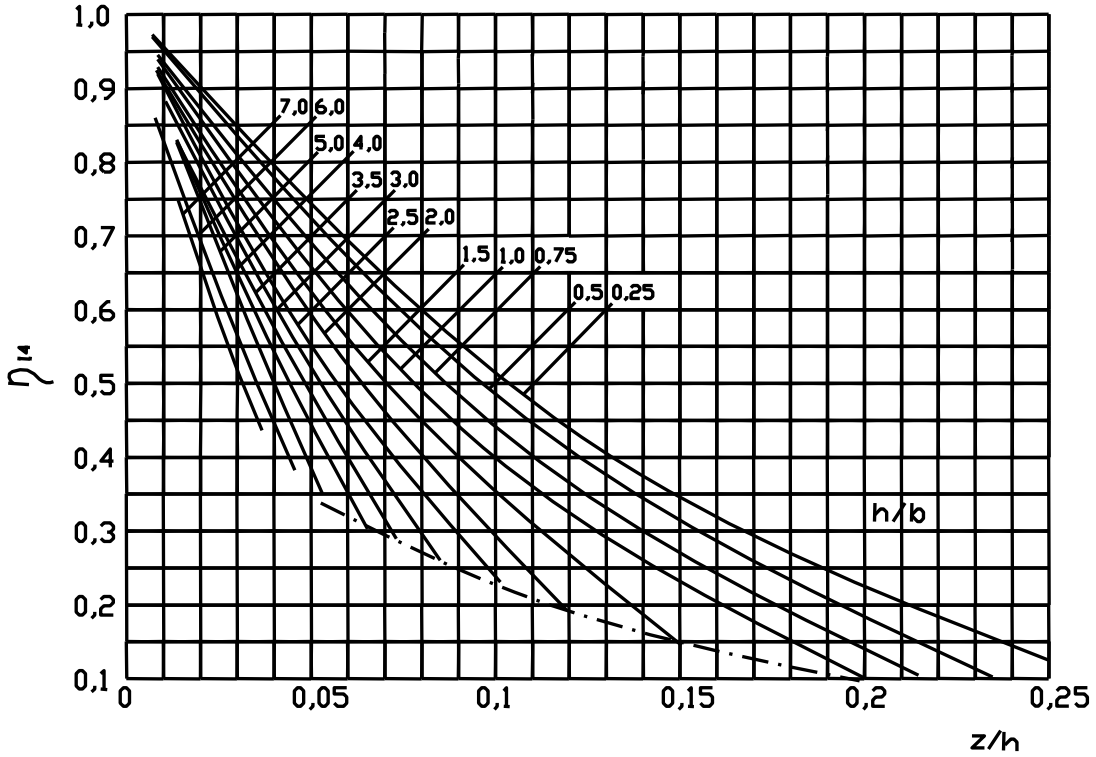
Коэффициент η как функция отношений: h/b; Z/h в зависимости от схемы обогрева прямоугольного сечения

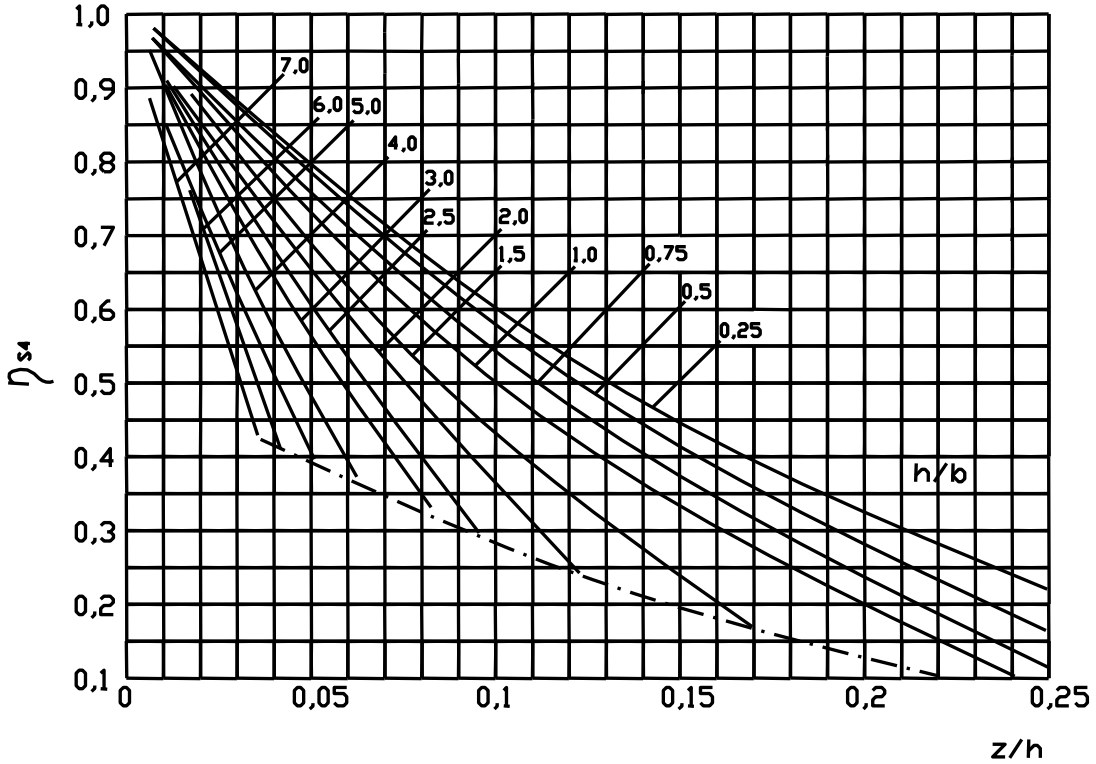
Геометрическая характеристика	**Коэффициент η**	
	обогрев с трех сторон (схема 1)	**обогрев с четырех сторон (схема 3)**
A	η_{A3}=f(h/b; Z/h) (приложение 1)	η_{A4}=f(h/b; Z/h) (приложение 1)
W	η_{W3}=f(h/b; Z/h) (приложение 1)	η_{W4}=f(h/b; Z/h) (приложение 1)
I	η_{I3}=f(h/b; Z/h) (приложение 4)	η_{I4}=f(h/b; Z/h) (приложение 4)
S	η_{S3}=f(h/b; Z/h) (приложение 4)	η_{S4}=f(h/b; Z/h) (приложение 4)

Приложение 11.[17]






1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
z/h
h/b
7,0
6,0
5,0
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,75
0,5
0,25


1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
z/h
h/b
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,75
0,5
0,25

Приложение 12

Значения коэффициентов $K_{fф}$ и $K_{fжм1...i}$, используемых при расчете на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения

Форма эпюры моментов	$K_{fф}$ при закреплении только по концам участка ℓ_{fp}	$K_{fжм1..i}$	
		$\beta_f h_f$, h_f, ℓ_{fp}	$\beta_f h_f$, h_f, $\ell_{fp}/2$, $\ell_{fp}/2$
M_n, ℓ_{fp}	1	$\beta_f^{0,5}$	$\beta_f^{0,5}$
M_n, $\alpha_f M_n$, ℓ_{fp}	$1,75 - 0,75\alpha_f$ $0 < \alpha_f \leq 1$	$\beta_f^{\frac{1}{3 \cdot \alpha_f}}$	$\beta_f^{0,5}$
M_n, $\ell_{fp}/2$, C, ℓ_{fp}	$1,35+1,45\left(\frac{c}{\ell_{fp}}\right)^2$	$\beta_f^{\frac{1}{2+2\frac{c}{\ell_{fp}}}}$	$\beta_f^{\frac{1}{3-2\frac{c}{\ell_{fp}}}}$
M_n, ℓ_{fp}	1,13	$\beta_f^{0,5}$	$\beta_f^{2/5}$
M_n, ℓ_{fp}	2,54	$\beta_f^{0,25}$	$\beta_f^{0,5}$

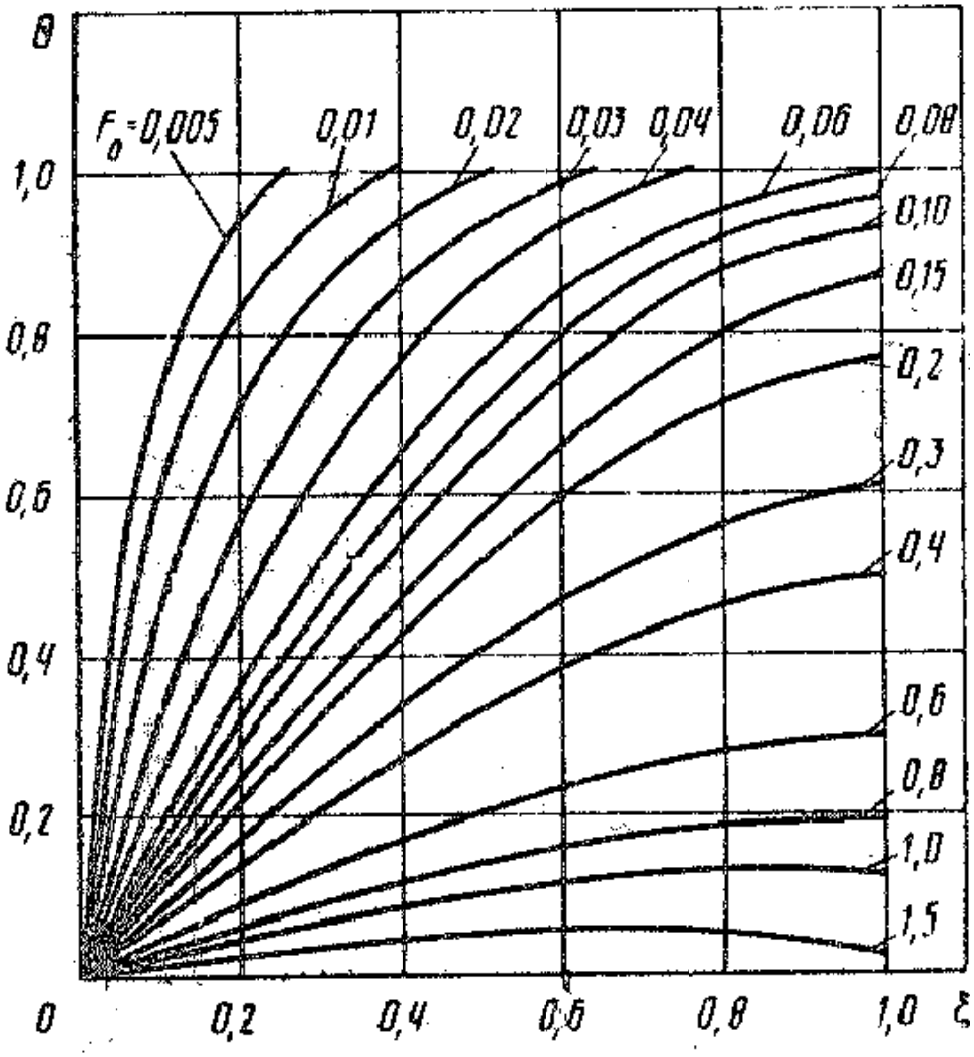
Приложение 13

Значение Гауссового интеграла ошибок

X	*erf* X	X	*erf* X	X	*erf* X	X	*erf* X
0.00	0.0000	0.50	0.5205	1.00	0.8427	1.50	0.9661
0.02	0.0216	0.52	0.5379	1.02	0.8508	1.52	0.9684
0.04	0.0451	0.54	0.5549	1.04	0.8586	1.54	0.9706
0.06	0.0676	0.56	0.5716	1.06	0.8661	1.56	0.9726
0.08	0.0901	0.58	0.5879	1.08	0.8733	1.58	0.9745
0.10	0.1125	0.60	0.6039	1.10	0.8802	1.60	0.9763
0.12	0.1348	0.62	0.6194	1.12	0.8868	1.62	0.9780
0.14	0.1569	0.64	0.6346	1.14	0.8931	1.64	0.9796
0.16	0.1790	0.66	0.6494	1.16	0.8991	1.66	0.9811
0.18	0.2009	0.68	0.6638	1.18	0.9048	1.68	0.9825
0.20	0.2227	0.70	0.6778	1.20	0.9103	1.70	0.9838
0.22	0.2443	0.72	0.6914	1.22	0.9155	1.72	0.9850
0.24	0.2657	0.74	0.7047	1.24	0.9205	1.74	0.9861
0.26	0.2869	0.76	0.7175	1.26	0.9252	1.76	0.9872
0.28	0.3079	0.78	0.7300	1.28	0.9297	1.78	0.9882
0.30	0.3286	0.80	0.7421	1.30	0.9340	1.80	0.9891
0.32	0.3491	0.82	0.7538	1.32	0.9381	1.82	0.9928
0.34	0.3694	0.84	0.7651	1.34	0.9419	1.84	0.9953
0.36	0.3893	0.86	0.7761	1.36	0.9456	1.86	0.9970
0.38	0.409	0.88	0.7867	1.38	0.9460	1.88	0.9981
0.40	0.4284	0.90	0.7969	1.40	0.9523	1.90	0.9989
0.42	0.4475	0.92	0.8068	1.42	0.9554	1.92	0.9993
0.44	0.4662	0.94	0.8163	1.44	0.9583	1.94	0.9996
0.46	0.4847	0.96	0.8254	1.46	0.9611	1.96	0.9998
0.48	0.5027	0.98	0.8312	1.48	0.9637	1.98	0.9999

Приложение 14

Кривые распределения относительной избыточной температуры θ в неограниченной пластине [17].



Приложение 15

Температура в середине неограниченной пластины $\theta_ц$

$F_0/4$	$Q_ц$	$F_0/4$	$Q_ц$	$F_0/4$	$Q_ц$
0.001	1.0000	0.044	0.8162	0.087	0.5393
0.002	1.0000	0.045	0.8088	0.088	0.5340
0.003	1.0000	0.046	0.8015	0.089	0.5288
0.004	1.0000	0.047	0.7941	0.090	0.5236
0.005	1.0000	0.048	0.7868	0.091	0.5185
0.006	1.0000	0.049	0.7796	0.092	0.5134
0.007	1.0000	0.050	0.7723	0.093	0.5084
0.008	0.9998	0.051	0.7651	0.094	0.5034
0.009	0.9995	0.052	0.7579	0.095	0.4985
0.010	0.9992	0.053	0.7508	0.096	0.4936
0.011	0.9985	0.054	0.7437	0.097	0.4887
0.012	0.9975	0.055	0.7367	0.098	0.4839
0.013	0.9961	0.056	0.7297	0.099	0.4792
0.014	0.9944	0.057	0.7227	0.100	0.4745
0.015	0.9922	0.058	0.7158	0.102	0.4652
0.016	0.9896	0.059	0.7090	0.104	0.4561
0.017	0.9866	0.060	0.7022	0.106	0.4472
0.018	0.9832	0.061	0.6955	0.108	0.4385
0.019	0.9794	0.062	0.6888	0.110	0.4299
0.020	0.9752	0.063	0.6821	0.112	0.4215
0.021	0.9706	0.064	0.6756	0.114	0.4133
0.022	0.9657	0.065	0.6690	0.116	0.4052
0.023	0.9605	0.066	0.6626	0.118	0.3973
0.024	0.9550	0.067	0.6561	0.120	0.3895
0.025	0.9493	0.068	0.6498	0.122	0.3819
0.026	0.9433	0.069	0.6435	0.124	0.3745
0.027	0.9372	0.070	0.6372	0.126	0.3671
0.028	0.9308	0.071	0.6310	0.128	0.3600
0.029	0.9242	0.072	0.6249	0.130	0.3529
0.030	0.9175	0.073	0.6188	0.132	0.3460
0.031	0.9107	0.074	0.6128	0.134	0.3393
0.032	0.9038	0.075	0.6088	0.136	0.3326
0.033	0.8967	0.076	0.6009	0.138	0.3261
0.034	0.8896	0.077	0.5950	0.140	0.3198
0.035	0.8824	0.078	0.5892	0.142	0.3135
0.036	0.8752	0.079	0.5835	0.144	0.3074
0.037	0.8679	0.080	0.5778	0.146	0.3014
0.038	0.8605	0.081	0.5721	0.148	0.2955
0.039	0.8532	0.082	0.5665	0.150	0.2897
0.040	0.8458	0.083	0.5610	0.152	0.2840
0.041	0.8384	0.084	0.5555	0.154	0.2785
0.042	0.8310	0.085	0.5500	0.156	0.2731
0.043	0.8236	0.086	0.5447	0.158	0.2677

Приложение 16

Теплофизические характеристики бетонов при высоких температурах [17].

№ п/п	Вид бетона	Средняя плотность в сухом состоянии	$\lambda_{tem,m} = A + Bt$, Вт/(м°С)	$C_{tem,m} = C + Dt$, Дж/(кг°С)
1.	Тяжёлый бетон на гранитном щебне	2330	1,2-0,00035t	710+0,84t
2.	Тяжёлый бетон на известняковом щебне	2250	1,14-0,00055t	710+0,84t
3.	Керамзитобетон	1380	0,383+0,00008t	841+0.48t
4.	Песчаный бетон	1900	1,044-0,0006t	773+0,63t
5.	Газобетон на молотом песке	480	0,093+0,00019t	924+0,63t
6.	Газобетон на молотом песке	750	0,186+0,000081t	924+0,63t
7.	Газобетон на молотом песке	1100	λ_t =0,31=const	924+0,63t

Приложение 17

Значение коэффициента К в зависимости от средней плотности бетона [17]

Средняя плотность бетона, кг/м^3	1000	1500	2000	2300	2450
Коэффициент К, ч$^{1/2}$	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65
Коэффициент К, с$^{1/2}$	33,0	34,8	36,0	37,2	39,0

Приложение 18

Значение коэффициента продольного изгиба для нагретых колонн ϕ_{tem} [17]

$l_0/b_я$	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
ϕ_{tem}	1,0	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44

Приложение 19

Расчётные значения коэффициента $\gamma_{s,tem}$, учитывающего снижение нормативного сопротивления арматурных сталей в зависимости от температуры их нагрева в напряжённом состоянии [17].

Наименование, класс и марка арматурной стали	**Коэффициент $\gamma_{s,tem}=R_{s,tem}/R_{sn}$ при температуре нагрева °С**														
	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
Горячекатанная круглая (гладкая) сталь класса А240 (А-I)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,83	0,66	0,51	0,37	0,24	0,15	0,09	0,05
Горячекатанная периодического профиля сталь класса А300 (А-II)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,76	0,52	0,36	0,23	0,16	0,1	0,06
Периодического профиля сталь класса А400 (А-III)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,98	0,79	0,625	0,46	0,30	0,18	0,09	0,05
Периодического профиля сталь класса А550 (А-IIIв)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,91	0,70	0,49	0,33	0,20	0,13	0,07	0,03
Горячекатанная низколегированная, периодического профиля сталь класса А600 (А-IV)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,97	0,81	0,64	0,50	0,35	0,21	0,10	0,05	0,02
То же, класса А800 (А-V)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,97	0,79	0,625	0,40	0,23	0,11	0,06	0,03	0,01
То же, класса А1000 (А-VI)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,84	0,625	0,37	0,18	0,08	0,04	0,02	0,01	0
Высокопрочная арматурная проволока класса Вр1500 (Вр-II) диаметром 3…8 мм	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,75	0,53	0,42	0,31	0,22	0,14	0,08	0,05	0,03	0,01

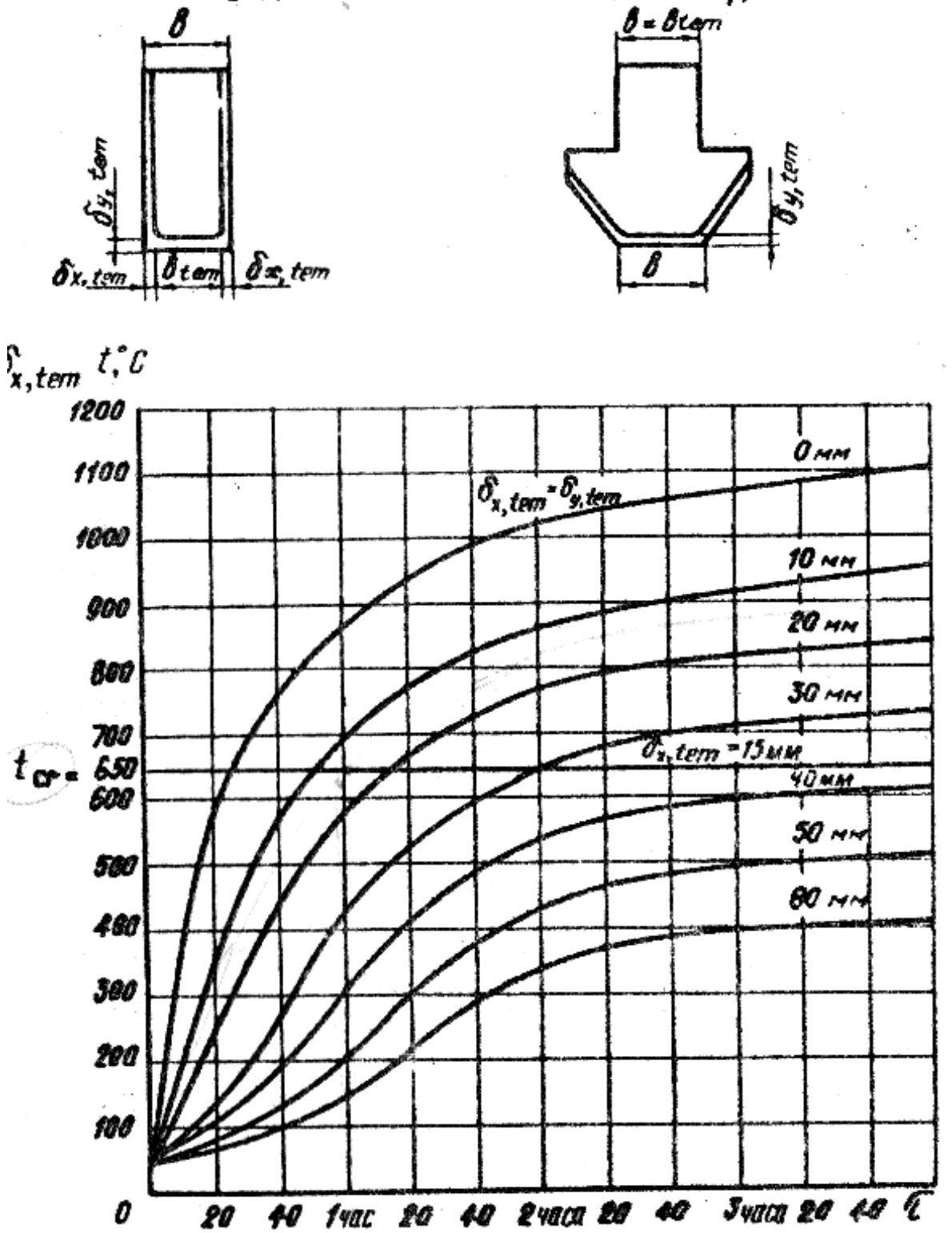
Приложение 20

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	**Расчётная площадь стержня, мм^2 при числе стержней**								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	7,1	14,1	21,2	283	3573	42,4	49,5	56,5	63,6
4	12,5	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707
12	113,1	226	339	452	563	679	792	905	1018
14	153,9	308	462	616	769	928	1077	1231	1385
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2514	2828
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421
25	490,9	982	1473	1964	2464	2945	3436	3927	4418
28	615,3	1232	1847	2463	3079	3695	4010	4926	5542
32	804,3	1609	2413	3214	4021	4826	5630	6434	7238
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8798	10053	1131

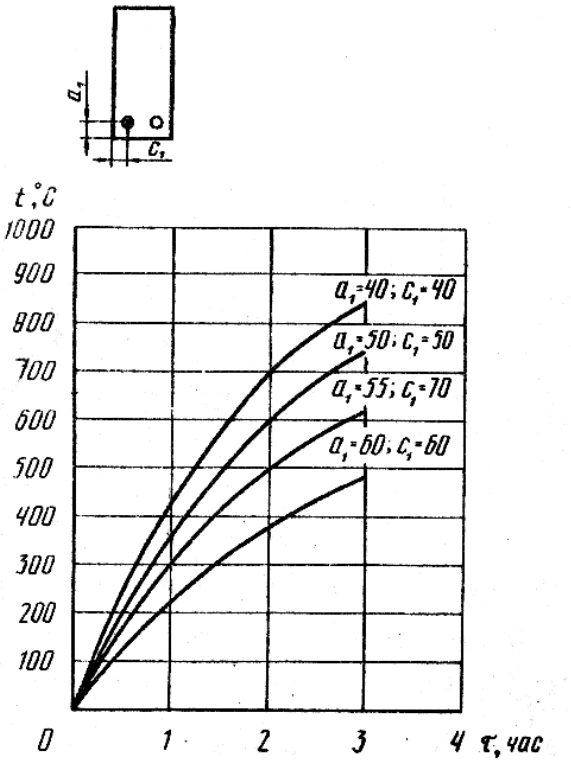
Приложение 21.[17]

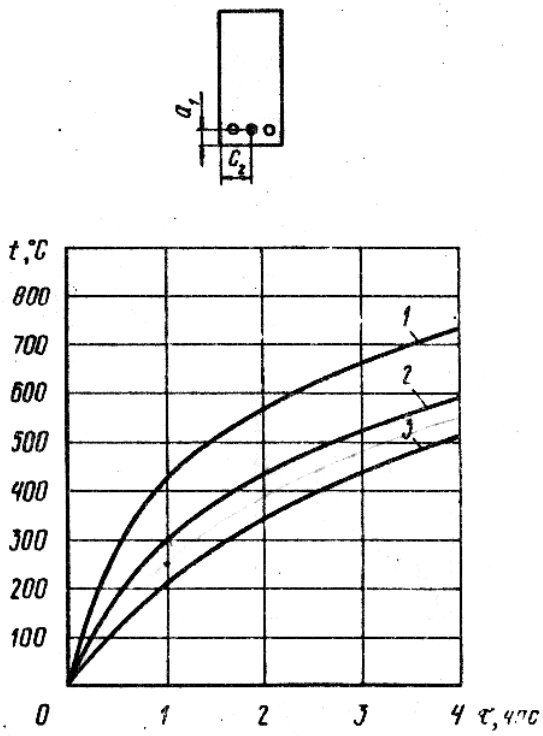
К определению значений $\delta_{x,tem}$; $\delta_{y,tem}$



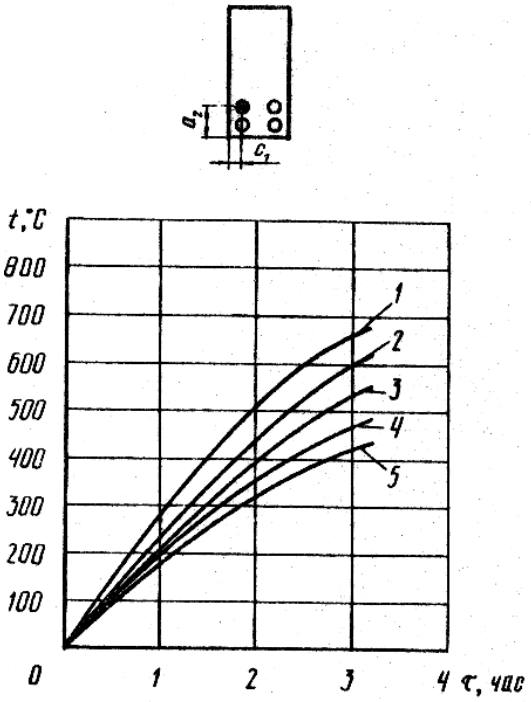
Приложение 22

Графики для определения температуры прогрева арматурных стержней в зависимости от координат их расположения [17].

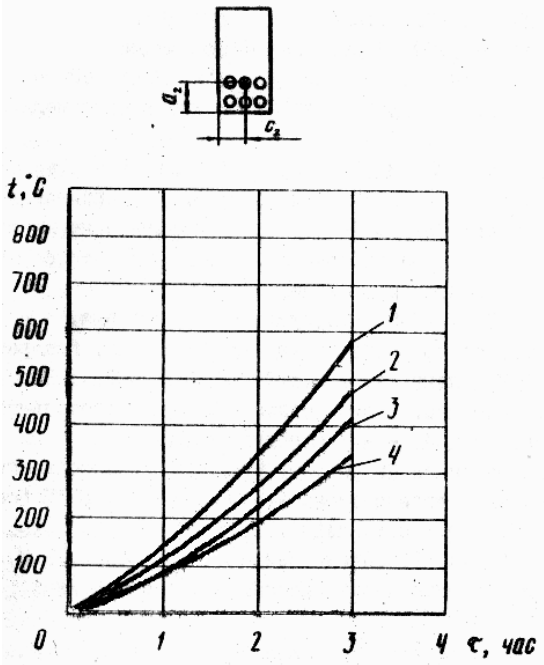




1 – a_1 = 30; c_2 = 150 и более;
2 – a_1 = 40; c_2 = 150 и более;
3 – a_1 = 60; c_2 = 150 и более



1 – $a_2 = 120$; $c_1 = 50$;
2 – $a_2 = 120$; $c_1 = 60$;
3 – $a_2 = 120$; $c_1 = 70$;
4 – $a_2 = 120$; $c_1 = 80$;
5 – $a_2 = 120$; $c_1 = 100$ и более



1 – $a_2 = 45$; $c_2 = 150$ и более;
2 – $a_2 = 50$; $c_2 = 150$ и более;
3 – $a_2 = 60$; $c_2 = 150$ и более;
4 – $a_2 = 100$; $c_2 = 150$ и более

Литература

1.Учебник по дисциплине «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре», 2010.

2.Федеральный закон №123-ФЗ от 22 июля 2008г. «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности».

3.СТ СЭВ 383-87. Пожарная безопасность в строительстве. Термины и определения.

4.ГОСТ 30247.0-94 (ИСО 384-75). Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.

5. ГОСТ 30247.1-94 (ИСО 384-75). Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.

6.ГОСТ 30403-96. Конструкции строительные. Метод определения пожарной опасности.

7. СНиП II-23-81∗. Стальные конструкции.

8.СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.

9.СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

10.СП52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

11.СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.

12.Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. - М.: Стройиздат, 1988.

13.А.С.Измаилов, О.И.Кочетков, Э.А.Поздеев, А.Ю.Фролов. Методические указания к выполнению контрольных работ по курсу «Строительные материалы и конструкции и их поведение в условиях пожара». ВИПТШ МВД СССР, 1987.

14.Свод правил СП 2.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты», ФГУ ВНИИПО МЧС России, Москва, 2009.

15. Корольченко А.Я., Трушкин Д.В. Пожарная опасность строительных материалов. Учебное пособие. – М.: «Пожнаука», 2005.

16. Корольченко А.Я., Корольченко О.Н. Средства огнезащиты. Справочник. – М.:Пожнаука, 2006.

17. И.Л.Мосалков, Г.В.Мальцев, А.Ю.Фролов. Методические указания к выполнению контрольной работы №2 по дисциплине «Здания, сооружения и их поведение в условиях пожара» для слушателей факультета заочного обучения. ВИПТШ МВД СССР, 1991.

18. ГОСТ 2.304-81. ЕСКД. Шрифты чертежные.

19. ГОСТ 2.301-68*. ЕСКД. Форматы.

20. ГОСТ 2.104-68. ЕСКД. Основные надписи.

21. ГОСТ 2.303-68. ЕСКД. Линии.

22. ГОСТ 2.302-68. ЕСКД. Масштабы.

23. ГОСТ 2.307-68 ЕСКД. Нанесение размеров и предельных отклонений.

Учебное издание

Баринова Елена Леонидовна
Приступюк Дмитрий Николаевич
Сивенков Андрей Борисович
Фролов Александр Юрьевич
Шевкуненко Юрий Георгиевич

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ к выполнению контрольных работ и упражнений по дисциплине «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре»

Издано в авторской редакции

Подписано в печать 4.10.2010. Формат 60×90 1/16.
Печ.л. 7,75. Уч.-изд. л. 5,5.
Бумага офсетная. Тираж 150 экз. Заказ 464

Академия ГПС МЧС России
129366, Москва, ул. Бориса Галушкина, 4