

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего
образования
«Уральский федеральный университет
имени первого президента России Б.Н. Ельцина»
Строительный институт
Кафедра промышленного, гражданского строительства и
экспертизы недвижимости

УДК _____

Допустить к защите
Рук. программы. _____/
/
(подпись) (Ф.И.О.)

Направление 08.04.01 «Строительство»

Профиль «Организационно-технологические и экономические решения
в строительстве»

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА

Магистрант: Дубинская Ирина Юрьевна
(Фамилия Имя Отчество)

Тема: Определение предела огнестойкости железобетонных конструкций
расчётными методами
(название темы ВКР)

Магистрант _____ / Дубинская И.Ю./
(подпись) (ФИО)

Руководитель _____ / Редикульцев Е.А./
(подпись) (ФИО)

Нормоконтроль _____ / Редикульцев Е.А./
(подпись) (ФИО)

Консультант _____ / _____ /
(при наличии) (подпись) (ФИО)

Консультант _____ / _____ /
(при наличии) (подпись) (ФИО)

Екатеринбург, 2024

Институт строительства и архитектуры
Кафедра Промышленного, гражданского строительства и экспертизы недвижимости
Направление подготовки 08.03.01 «Строительство»
Образовательная программа 08.03.01/33.01 «Строительство зданий, сооружений и развитие территорий»
Образовательная траектория Промышленное и гражданское строительство

УТВЕРЖДАЮ

Зав. кафедрой _____ Н. И. Фомин
«__» _____ 2024 г.

ЗАДАНИЕ

на выполнение выпускной квалификационной работы

студента Дубинской Ирины Юрьевны группы СТМ-220101
(фамилия, имя, отчество)

1. Тема выпускной квалификационной работы Определение предела огнестойкости железобетонных конструкций расчётными методами

Утверждена распоряжением по институту от «02» октября 2023 г. № 33.00-05/4а(02)

2. Руководитель Редикульцев Евгений Александрович
(Ф.И.О., должность, ученое звание, ученая степень)

3. Исходные данные к работе _____

4. Перечень демонстрационных материалов презентация

5. Календарный план

№ п/п	Наименование этапов выполнения работы	Срок выполнения этапов работы
1	Обзор литературы, формулирование целей и задач исследования	1 семестр
2	Планирование и проведение исследования	2 семестр
3	Обработка результатов исследования	3 семестр
4	Практическая реализация результатов исследования	4 семестр
5	Оформление ВКРМ	4 семестр

Руководитель _____ Редикульцев Е.А.
(подпись) (Ф.И.О.)

Задание принял к исполнению _____ Дубинская И.Ю.
(подпись) (Ф.И.О.)

6. Выпускная квалификационная работа закончена «30» мая 2024 г., считаю возможным допустить к предварительной защите на заседании кафедры.

Руководитель _____ Редикульцев Е.А.
(подпись) (Ф.И.О.)

7. Допустить Дубинскую Ирину Юрьевну к защите выпускной квалификационной работы в Государственной экзаменационной комиссии (протокол заседания кафедры № 6 от «05» июня 2024 г.).

Зав. кафедрой _____ Фомин Н.И.
(подпись) (Ф.И.О.)

8. Замечания, выявленные на предварительной защите устранены

Руководитель _____ Редикульцев Е.А.
(подпись) (Ф.И.О.)

Реферат

Магистерская диссертация «Определение предела огнестойкости железобетонных конструкций расчётными методами» изложена на 85 страницах, включающих 76 страниц основного текста, и состоит из введения, двух разделов, заключения, списка литературы, включающего в себя 34 наименования. В работе приведено 2 приложения, 45 рисунков и 3 таблицы.

В первом разделе проводится обзор литературы по теме исследования. Рассматриваются температурные режимы пожаров, в частности понятие «стандартный температурный режим», описывается поведение железобетонных конструкций и свойства материалов конструкций, а также фактов, оказывающих влияние на их работу, в условиях действия пожара. Раскрываются понятия «огнестойкость» и «предел огнестойкости», приводятся методы определения предела огнестойкости для железобетонных конструкций. Основное внимание уделяется расчётным методам оценки предела огнестойкости.

Во втором разделе осуществляется решение практической задачи по определению предела огнестойкости по потере несущей, теплоизолирующей способностей и по потере целостности для железобетонной плиты. Приводится решение теплотехнической задачи огнестойкости с помощью программного комплекса «ЛИРА-САПР 2022 R2», производства компании «Лири Сервис», Москва, которое сравнивается с результатами «ручного» расчёта.

Содержание

Реферат	3
Введение	6
1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА НА ОГНЕСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	9
1.1. Температурные режимы пожаров	9
1.2. Особенности поведения железобетонных конструкций и материалов конструкций при воздействии пожара	14
1.2.1. Нестационарный характер процессов теплообмена.....	14
1.2.2. Особенности разрушения и деформирования железобетонных конструкций при пожаре	15
1.2.3. Влажностный фактор и его влияние	16
1.2.4. Высокотемпературное воздействие	17
1.3. Огнестойкость и предел огнестойкости.	22
1.3.1. Понятия и определения	22
1.3.2. Методы определения предела огнестойкости	25
1.4. Определение предела огнестойкости расчётными методами	26
1.4.1. Теплотехническая задача огнестойкости	27
1.4.2. Оценка предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности	28
1.4.3. Оценка предела огнестойкости по потере несущей способности ..	30
1.4.4. Оценка предела огнестойкости по потере целостности.	32
2. ОЦЕНКА ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ РАСЧЁТНЫМ МЕТОДОМ.....	35
2.1. Исходные данные и предпосылки	35
2.2. Составление нелинейной деформационной модели и определение предельного момента сечения.....	36
2.3. Решение теплотехнической задачи огнестойкости.....	43
2.4. Статический расчёт	56
2.6. Анализ результатов	60
2.6. Решение теплотехнической задачи в ПК «ЛИРА-САПР»	63

2.7. Сравнительный анализ полученных результатов	72
Заключение.....	74
Список литературы	76
Приложение А.....	79
Приложение Б	82

Введение

Ежегодно в России происходит большое количество пожаров, которые представляют собой серьёзную угрозу для жизни людей, имущества и окружающей среды. Они могут возникать по разным причинам, таким как неосторожное обращение с огнём, неисправность электрооборудования, несоблюдение правил пожарной безопасности, умышленный поджог или же в результате природных явлений.

Согласно [1] здания и сооружения относятся к объектам защиты, к которым предъявляются требования пожарной безопасности.

Под пожарной безопасностью объекта защиты понимается *«состояние объекта защиты, характеризующее возможность предотвращения возникновения и развития пожара, а также воздействия на людей и имущество опасных факторов пожара»* [1].

Для обеспечения пожарной безопасности объекта защиты должны быть предусмотрены система по предупреждению пожара, система противопожарной защиты и комплекс организационно-технических мероприятий.

Одним из основных элементов системы противопожарной защиты является огнестойкость зданий, которая определяется огнестойкостью строительных конструкций. Для оценки огнестойкости конструкции необходимо определить её количественную характеристику - предел огнестойкости.

Таким образом, предел огнестойкости конструкций является важным показателем, который необходимо учитывать при проектировании и строительстве зданий и сооружений. Знание предела огнестойкости конструкций позволяет обеспечить безопасность людей и сохранность имущества в случае возникновения пожара, выбирать оптимальные решения для обеспечения пожарной безопасности зданий и сооружений.

Наиболее точным методом определения предела огнестойкости конструкций является проведение огневых испытаний в условиях стандартного температурного режима пожара, однако, данный метод является достаточно

дорогостоящим и требует значительных затрат времени, а в ряде случаев является недоступным из-за больших размеров конструкций.

В связи с этим, всё большее внимание уделяется разработке расчетных методов определения пределов огнестойкости строительных конструкций.

Основной проблемой в решении данного вопроса является недоработанность необходимой нормативной базы. В настоящее время основным нормативным документом для определения пределов железобетонных конструкций является [9], однако на практике инженерами используются методики, предусмотренные в [19], [23].

Исходя из вышесказанного, можно сделать вывод об актуальности темы изучения расчётных методов определения пределов огнестойкости железобетонных конструкций.

Объектом исследования является предел огнестойкости железобетонных конструкций.

Предмет исследования: расчётные методы определения предела огнестойкости железобетонной конструкции.

Цель исследования заключается в демонстрации метода определения и оценки предела огнестойкости железобетонной конструкции.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- анализ состояния вопроса в области методов расчета огнестойкости железобетонных строительных конструкций;
- составление расчётной модели для определения предела огнестойкости;
- определение по предложенному методу предела огнестойкости для железобетонной плиты.

Теоретико-методологическую основу исследования составили нормативно-правовые акты Российской Федерации, методические рекомендации, стандарты организации, научные публикации, издания исследователей по данной теме.

Практическая значимость исследования обусловлена возможностью применения проектировщиками и исследователями полученного метода определения предела огнестойкости железобетонных конструкций для оценки огнестойкости конструкций и рисков возникновения пожаров, проверке принятых решений.

В данной выпускной квалификационной работе применяются как общенаучные, так и специальные методы исследования. Среди общенаучных методов используются теоретические и общелогические методы, включая метод аксиом и анализ. Специальный метод, который применяется в этой работе — моделирование.

Научная новизна работы заключается в разработке метода, объединяющего в себе требования нормативно-правовых актов и труды исследователей по данной теме.

Результаты научного исследования и предложения нашли своё отражение в статье «Метод определения предела огнестойкости по потере несущей способности железобетонной плиты» [14].

1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА НА ОГНЕСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Температурные режимы пожаров

Пожар - «неконтролируемое горение, причиняющее материальный ущерб, вред жизни и здоровью граждан, интересам общества и государства» [2].

Под опасными факторами пожара понимаются «факторы пожара, воздействие которых может привести к травме, отравлению или гибели человека и (или) к материальному ущербу» [1].

Наиболее опасным фактором при пожаре является изменение среднеобъёмной температуры среды с течением времени - температурный режим пожара.

Изучение температурных режимов пожара позволяет выделить три основных стадии, характерных для пожара:

1. Начальная стадия. На данной стадии пожара возникает неконтролируемый локальный очаг горения, который постепенно охватывает всё помещение. Температура внутри и вокруг зоны горения может достигать значительных значений несмотря на то, что средняя температура в помещении остаётся сравнительно небольшой.

2. Стадия полного развития. Пожар полностью охватывает помещение, происходит горение всех горючих материалов и веществ. Выделение тепла от горящих предметов достигает своего пика, что приводит к резкому повышению температуры в помещении до максимально возможных значений.

3. Стадия затухания. Интенсивность горения в данной стадии начинает снижаться. Это происходит либо благодаря действию средств для тушения пожара, либо из-за израсходования большей части горючих материалов.

Следует заметить, что для зданий и сооружений различного назначения и размера температурные режимы пожаров могут значительно отличаться. Это зависит от многих факторов, таких как высота и геометрия помещений, материал ограждающих конструкций, количество и конфигурация проёмов и приточных

отверстий, количество пожарной нагрузки, под которой понимается отношение количества теплоты, которое может выделиться при пожаре к единице поверхности пола.

Так, например, из-за сложности отведения тепла из очага при возникновении пожаров в туннелях и метро, температура пожара может достигать до 1350°C . Для жилых помещений с разной площадью проёмов температурные режимы могут значительно отличаться: для помещений с большей площадью проёмов, температура среды достигает больших значений за меньший промежуток времени в сравнении с температурой среды помещений с меньшей площадью проёмов. На рис.1 представлены температурные режимы пожаров в зданиях и сооружениях различного назначения.

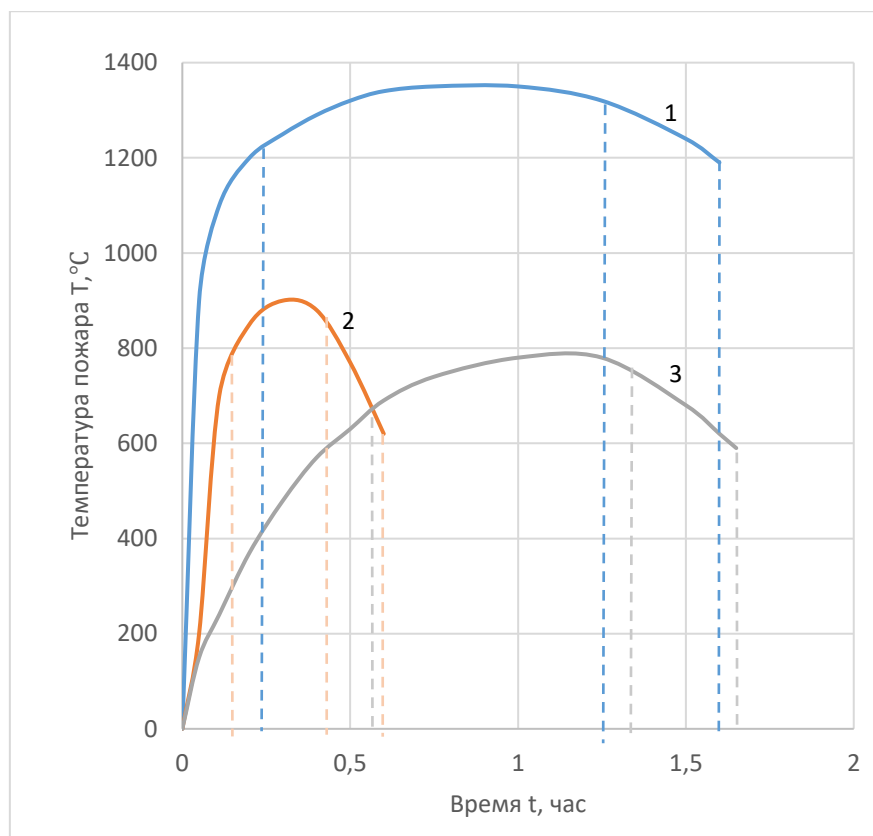


Рисунок 1. Температурные режимы пожаров в зданиях и сооружениях различного назначения:

- 1- режим пожара в туннелях;
- 2- режим пожара в жилом помещении с площадью проёмов 2 м^2 ;
- 3 - режим пожара в жилом помещении с площадью проёмов 1 м^2 ;

На представленном рисунке для различных температурных режимов пунктирными линиями показаны основные стадии развития пожара: начальная, полного развития и затухания.

Действие высокой температуры приводит к изменению характеристик бетона и арматуры, причём эти изменения могут быть весьма существенными в зависимости от степени нагрева. Отсюда следует вывод, что работа конструкций при разных температурных режимах будет различаться.

Для того чтобы оценить, как поведут себя конструкции в условиях пожара, необходимо создать одинаковые условия, то есть подвергнуть их воздействию одного и того же температурного режима. По этой причине международной организацией по стандартизации ИСО принят единый температурный режим для проведения огневых испытаний и оценке сопротивления конструкций воздействию пожара, который называется «стандартный» температурный режим пожара [30].

Кривая «стандартного» пожара является усредненной зависимостью и представляет собой непрерывно возрастающую логарифмическую функцию зависимости температуры среды от времени, которая описывается следующим выражением:

$$t = 345 \lg (8\tau + 1) + t_e , \quad (1.1)$$

где τ – время нагрева, мин;

t_e – начальная температура, принимаемая равной 20°C.

На рисунке 2 представлена кривая «стандартного» режима пожара.

По графику видно, что данная кривая не имеет стадии затухания, в отличие от аналогичных кривых «реального» пожара.

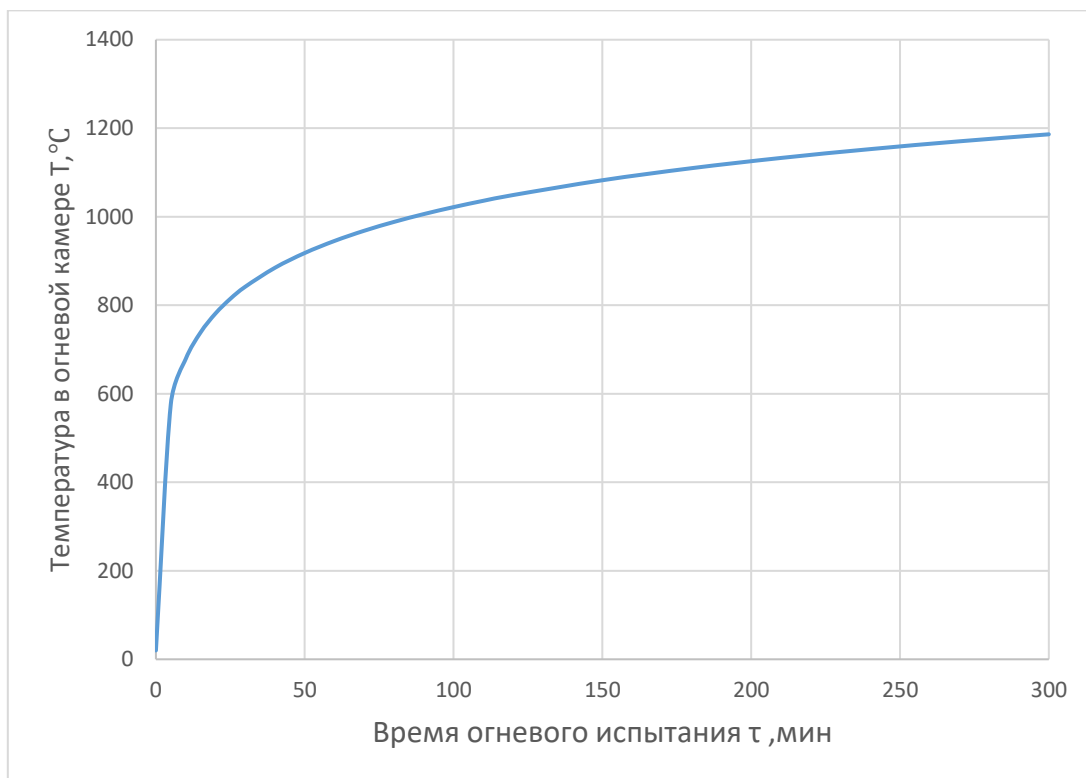


Рисунок 2. Кривая «стандартного» режима пожара при испытаниях строительных конструкций на огнестойкость.

При изучении зависимости деформативности материалов при пожаре в ходе испытаний был выявлен общий характер поведения стали и бетона при различных режимах пожара.

В условиях «стандартного» пожара, при котором температура постоянно логарифмически возрастает, при нагревании образцов до 300-400 °C деформации стали и бетона увеличиваются примерно с постоянной скоростью, в основном за счёт температурного расширения. При температуре свыше 450°C начинают проявляться свойства ползучести материалов, что значительно повышает скорость изменения полных деформаций, вызывая потерю целостности конструкции. На графике в этот момент кривая деформаций приближается к вертикальному положению, и достигает предельного значения.

В условиях реального пожара, для которого характерно наличие стадии разогрева и охлаждения, в зависимости от скорости охлаждения в стадии затухания образцы могут вести себя по-разному. В одном случае, деформации стали и бетона достигают предельных значений, приводящих к потере целостности конструкции, в другом случае, достижение предельного состояния

может не наступить, т.е. материалы будут сохранять некоторую долю прочности и долговечности. На рисунках 3, 4 представлен общий характер влияния различных режимов пожара на деформации стали и бетона:

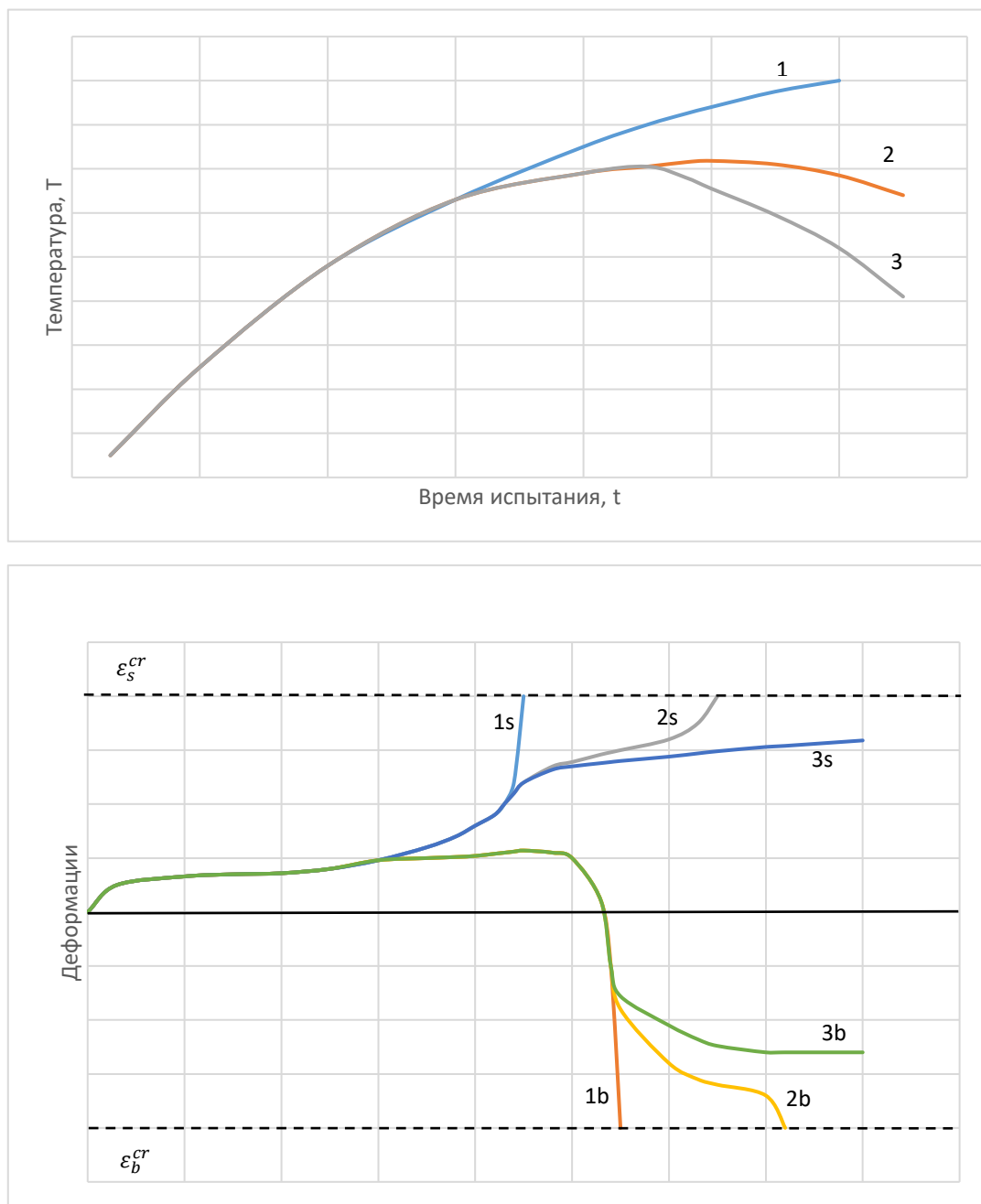


Рисунок 3, 4. Общий характер влияния различных режимов пожара на деформации стали и бетона:

1- режим нагрева по типу «стандартного» пожара; 2 и 3- режимы нагрева типа реального пожара с различной скоростью охлаждения в фазе затухания;

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

Как видно из приведённого графика, материалы, характеризующиеся кривыми 1s, 2s, 1b, 2b достигли предельных значений полных деформаций, а характер кривых 3s, 3b говорит о том, что данные материалы ещё сохраняют свои эксплуатационные качества.

1.2. Особенности поведения железобетонных конструкций и материалов конструкций при воздействии пожара

1.2.1. Нестационарный характер процессов теплообмена

В условиях пожара между нагретой средой помещения и строительными конструкциями запускается сложный процесс теплообмена, связанный с тем, что конструкции находятся под действием высоких температур среды.

В железобетонных конструкциях процесс распространения тепла происходит поэтапно: сначала прогреваются наружные слои конструкции, затем тепловое поле переходит во внутренние слои. Протекающие тепловые процессы носят нестационарный характер, что подразумевает под собой распространение температурного поля в конструкциях не только в пространстве, но и во времени.

При этом важное значение имеет скорость протекания процесса обмена теплом, которая характеризуется значением коэффициента температуропроводности:

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

где λ – коэффициент теплопроводности, который оценивает способность проводить тепло;

c – коэффициент объёмной теплоёмкости, характеризующий способность аккумулировать тепло;

ρ – плотность материала.

Так, для арматуры коэффициент температуропроводности имеет достаточно большое значение, что связано с высокими показателями теплопроводности и малыми значениями теплоёмкости металла. Исходя из данного факта, можно сделать вывод, что незащищённые слои арматуры при

пожаре быстро нагреваются до критических температур, что приводит к снижению прочностных качеств. Именно поэтому для слоёв арматуры в железобетонном элементе необходимо обеспечить достаточную величину защитного слоя бетона, обладающего высокими теплозащитными показателями.

Нестационарный характер процессов теплообмена в железобетонных конструкциях делает их анализ сложным и требующим учёта множества факторов. Однако понимание этих процессов помогает разрабатывать эффективные методы защиты конструкций от воздействия высоких температур и обеспечения их долговечности.

1.2.2. Особенности разрушения и деформирования железобетонных конструкций при пожаре

В условиях пожара, в отличие от нормальной эксплуатации конструкций, при которой на них действуют только рабочие нагрузки, железобетонные конструкции испытывают одновременное воздействие от рабочих механических, высокотемпературных и влажностных факторов.

Характер разрушения железобетонного элемента при пожаре зависит от многих факторов, включая температуру, продолжительность воздействия огня, качество бетона и арматуры, а также конструктивные особенности элемента.

Разрушение железобетонного элемента при пожаре может происходить различными способами, и конкретный механизм зависит от конкретных условий. Однако, как правило, разрушение начинается с образования трещин в бетоне, которые затем приводят к выходу арматуры наружу и обрушению элемента.

При этом разрушение материалов конструкций не происходит мгновенно, о чем свидетельствует появление микрповреждений и изменения в структуре материала задолго до разрушения.

1.2.3. Влажностный фактор и его влияние

Немаловажным фактором, оказывающим значительное влияние на поведение конструкций при пожаре и их огнестойкость, является содержание влаги, которая может находиться в конструкциях в различных агрегатных состояниях (в виде воды, пара, льда).

При нагреве железобетонной конструкции содержащаяся в ней влага при достижении некоторой температуры, начинает превращаться в пар, создавая зону испарения влаги с избыточным давлением паровоздушной среды.

Возникающие фильтрационные потоки движутся в двух противоположных направлениях. Часть влаги выходит из конструкции со стороны обогреваемой поверхности, а оставшаяся влага движется вглубь конструкции, создавая зону повышенного влагосодержания у необогреваемой поверхности и сухую зону со стороны обогреваемой поверхности.

Данный процесс имеет как положительное, так и отрицательное влияние на работу конструкций. С одной стороны, замедляется процесс нагрева слоёв бетона, так как большая часть поступающего тепла тратится на парообразование. С другой стороны, по сечению тела конструкции возникают резкие перепады давления, температур, влагосодержания, что меняет напряженно-деформируемое состояние конструкции, вызывая более тяжёлые условия её работы.

Экспериментально доказано, что в условиях пожара образцы, на которые действуют большие по величине механические нагрузки разрушаются быстрее, чем аналогичные образцы, испытывающие механическое воздействие в меньшей степени. При этом наличие влаги в образце интенсифицирует процесс разрушения.

На рисунке 5 представлен график зависимости степени разрушения материала от времени высокотемпературного воздействия и влагосодержания материала.

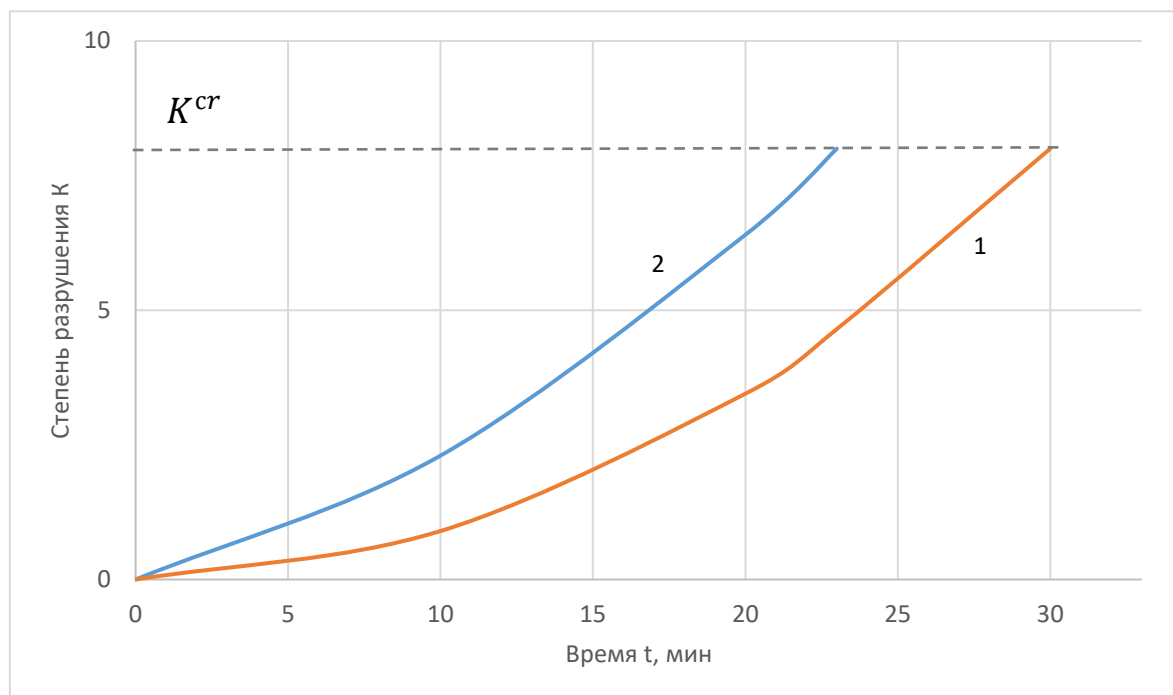


Рисунок 5. Общий вид зависимости степени разрушения бетона от времени действия пожара и влагосодержания U_n : 1- $U_n = 0$; 2- $U_n > 0$.

Из графика видно, что разрушение образца, содержащего в себе некоторое количество влаги (кривая 2), происходит раньше, чем для образца, который не подвержен влиянию влаги (кривая 1).

1.2.4. Высокотемпературное воздействие

Причиной изменения свойств бетона и арматуры является кратковременный высокотемпературный нагрев, которому подвергаются нагруженные конструкции во время пожара. Кратковременным высокотемпературным нагревом считается «однократное высокотемпературное воздействие пожара на конструкцию продолжительностью от нескольких минут до нескольких часов» [9].

Высокотемпературное воздействие пожара - «воздействие температур свыше $200\text{ }^{\circ}\text{C}$ на строительные конструкции при пожаре, при котором возникают температурные напряжения, могут меняться физико-механические и упругопластические свойства материалов конструкций и уменьшаться работоспособное сечение элемента» [9].

Высокотемпературное воздействие пожара может значительно ухудшить свойства арматуры.

Во-первых, при температуре выше 500 °С сталь начинает терять свою прочность. Это происходит из-за того, что при таких условиях происходят структурные изменения в металле, которые приводят к снижению его механических свойств. В результате арматура становится менее способной выдерживать нагрузки, что может привести к разрушению конструкции.

Во-вторых, при температуре выше 600 °С сталь начинает терять свою устойчивость к коррозии. Это связано с тем, что при таких условиях на поверхности металла образуются оксиды, которые защищают его от дальнейшего окисления. Однако при пожаре эти оксиды могут быть уничтожены, что приводит к усилению коррозионных процессов.

Бетон — это материал, который широко используется в строительстве благодаря своей прочности и долговечности. Однако он также подвержен воздействию высоких температур, особенно при пожаре.

При испарении воды происходит уменьшение объема бетона и образованию трещин. При дальнейшем повышении температуры до 300 °С прочность бетона начинает снижаться. При температуре около 800 °С цементный камень, который является связующим элементом в бетоне, начинает плавиться, что приводит к дальнейшему снижению прочности материала.

Кроме того, при пожаре на поверхности бетона могут образовываться различные продукты горения, такие как сажа и копоть. Эти вещества могут проникнуть в структуру бетона и вызвать коррозию арматуры внутри него.

Изменение свойств бетона и арматуры учитываются с помощью коэффициентов. В таблице 1 представлены свойства бетона и арматуры с соответствующими им коэффициентами, учитывающими влияние высокотемпературного воздействия пожара. Значения данных коэффициентов определяются исходя из температуры нагрева материала по таблицам [9], номера которых указаны в 3 столбце.

Коэффициенты, меняющие свойства бетона и арматуры при
высокотемпературном воздействии пожара

Бетон			
Нормативное сопротивление бетона осевому сжатию R_{bn}	γ_{bt}	Табл. 5.1	$R_{bnt} = R_{bn} \cdot \gamma_{bt}$
Расчётное сопротивление бетона осевому сжатию R_b , $R_{b,ser}$			$R_{bt} = R_b \cdot \gamma_{bt}$ $R_{b,ser,t} = R_{b,ser} \cdot \gamma_{bt}$
Нормативное сопротивление бетона растяжению R_{bntn}	γ_{btt}	Табл. 5.2	$R_{bntnt} = R_{bntn} \cdot \gamma_{btt}$
Расчётные сопротивления бетона осевому сжатию R_{bt} , $R_{bt,ser}$			$R_{btt} = R_{bt} \cdot \gamma_{btt}$ $R_{bt,ser,t} = R_{bt,ser} \cdot \gamma_{btt}$
Начальный модуль упругости E_b	β_b	Табл. 5.1	$E_{bt} = E_b \cdot \beta_b$
Арматура			
Нормативное сопротивление арматуры растяжению R_{sn}	$\gamma_{st} = \gamma'_{st}$	Табл. 5.6	$R_{snt} = R_{sn} \cdot \gamma_{st}$
Расчётное сопротивление арматуры растяжению R_s			$R_{st} = R_s \cdot \gamma_{st}$
Расчётные сопротивления арматуры сжатию R_{sc}			$R_{sct} = R_{sc} \cdot \gamma'_{st}$
Модуль упругости E_s	β_s	Табл. 5.6	$E_{st} = E_s \cdot \beta_s$

Согласно указаниям [23] при расчёте огнестойкости железобетонных конструкций используют двухлинейные диаграммы деформирования бетона и арматуры от кратковременного огневого воздействия в нагретом состоянии при пожаре, которые устанавливает связь между напряжениями и относительными деформациями. Данные диаграммы представлены на рисунке 6 и рисунке 7.

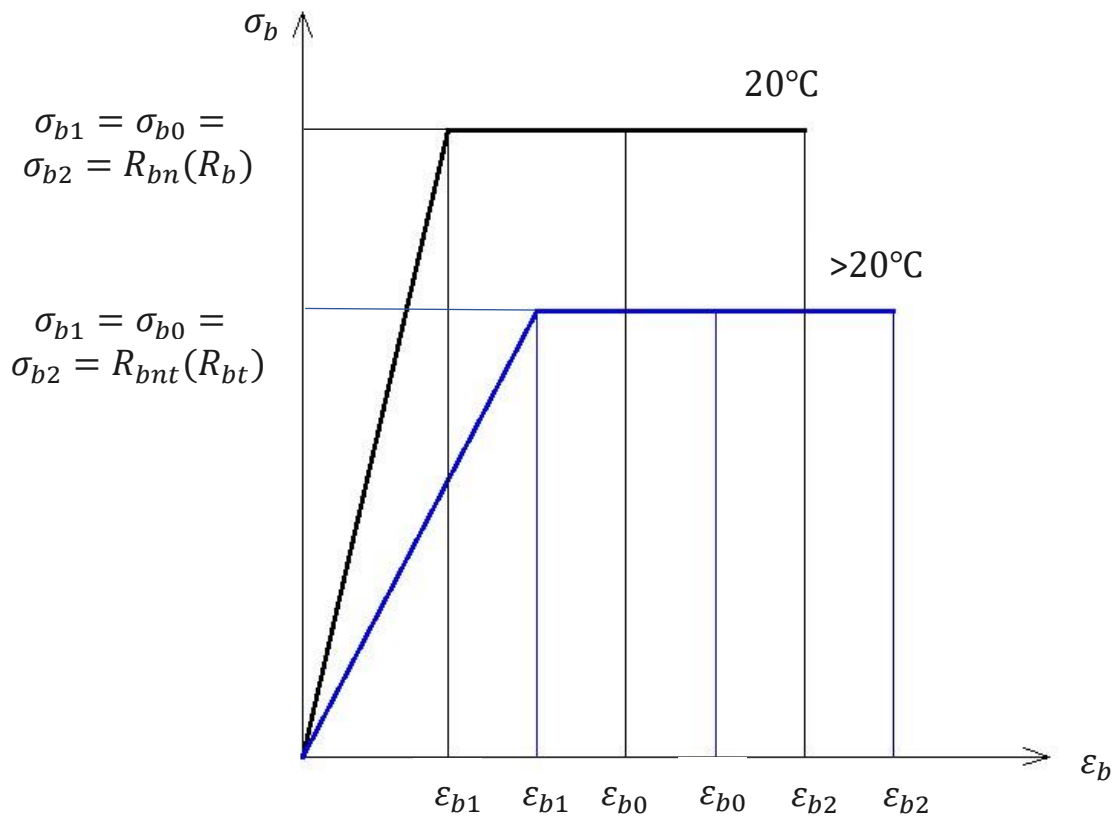


Рисунок 6. Двухлинейная диаграмма деформирования бетона при сжатии от кратковременного огневого воздействия в нагретом состоянии при пожаре.

Сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от значения относительных деформаций ε_b принимают равными:

при $0 < \varepsilon_b < \varepsilon_{b1}$:

$$\sigma_b = E_{b,red,t} \cdot \varepsilon_b \quad (1.3)$$

при $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b2}$:

$$\sigma_b = R_{bnt} \quad (1.4)$$

$$\sigma_b = R_{bt} \quad (1.5)$$

Значение ε_{b1} вычисляется по формуле:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_{bnt}}{E_{b,red,t}}, \quad (1.6)$$

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_{bt}}{E_{b,red,t}}, \quad (1.7)$$

где $E_{b,red,t}$ – приведённый модуль деформации бетона, вычисляемый по

формуле:

$$E_{b,red,t} = \frac{R_{bnt}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (1.8)$$

$$E_{b,red,t} = \frac{R_{bt}}{\varepsilon_{b1,red}} \quad (1.9)$$

Значения $\varepsilon_{b1,red}, \varepsilon_{b0}, \varepsilon_{b2}$ принимаются по таблице 5.4 [23].

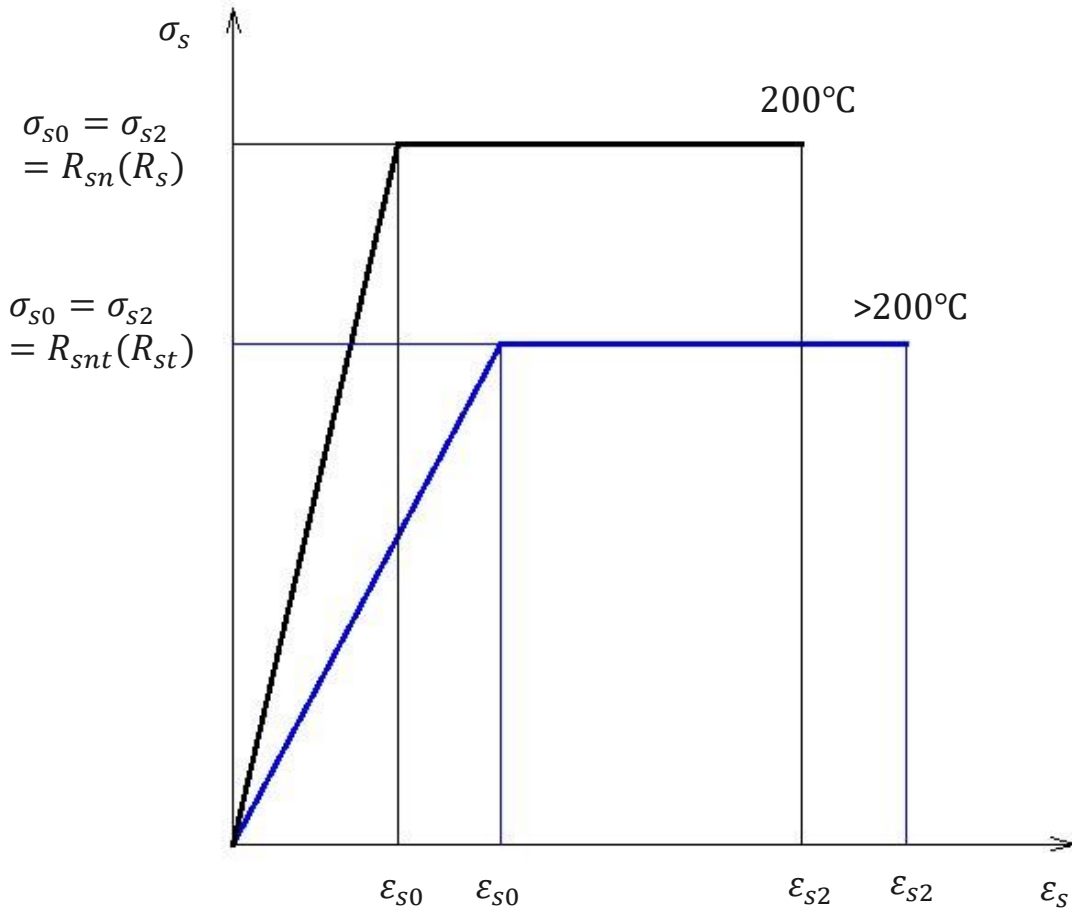


Рисунок 7. Двухлинейная диаграмма деформирования арматуры при сжатии и растяжении от кратковременного огневого воздействия в нагретом состоянии при пожаре.

Напряжения арматуры σ_s в зависимости от значения относительных деформаций ε_s принимают равными:

при $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$:

$$\sigma_s = E_{st} \cdot \varepsilon_s \quad (1.10)$$

при $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$:

$$\sigma_b = R_{snt} \quad (1.11)$$

$$\sigma_b = R_{st} \quad (1.12)$$

где ε_{s0} – значение относительных деформаций удлинения, принимаются упругими и вычисляются по формуле:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_{st}}{E_{st}}; \quad (1.13)$$

Значения предельной относительной деформации ε_{s2} , принимают в зависимости от температуры нагрева.

1.3. Огнестойкость и предел огнестойкости.

1.3.1. Понятия и определения

Под огнестойкостью строительной конструкции понимается: *«Способность строительной конструкции сохранять несущие и (или) ограждающие функции в условиях пожара»* [8].

Для оценки огнестойкости строительных конструкций используется понятие предела огнестойкости конструкции - *«промежуток времени от начала огневого воздействия в условиях стандартных испытаний до наступления одного из нормированных для данной конструкции (заполнения проёмов противопожарных преград) предельных состояний»* [9].

Пределы огнестойкости конструкций обозначаются буквами и числами. Буквы обозначают предельное состояние конструкции, а числа — время в минутах, в течение которого конструкция сохраняет это состояние.

Например, обозначение REI 120 означает, что конструкция сохраняет несущую способность (R), целостность (E) и теплоизоляцию (I) в течение 120 минут.

«Если для конструкции нормируют (или устанавливают) различные пределы огнестойкости по различным предельным состояниям, обозначение предела огнестойкости состоит из двух или трёх частей, разделённых между собой наклонной чертой» [4]

Например, обозначение R150 / E45 означает, что конструкция сохраняет несущую способность (R) в течение 120 минут, а целостность (E) в течение 45 минут.

«Предельное состояние конструкции по огнестойкости: Состояние конструкции, при котором она утрачивает способность сохранять несущие и/или ограждающие функции в условиях пожара» [4].

К предельным состояниям конструкции относятся:

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

2) Потеря теплоизолирующей способности (I) - повышение температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140 °С, или в любой другой 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.

3) Потеря целостности (E) - образование в конструкциях или стыках сквозных трещин или сквозных отверстий, через которые в конструкции проникают продукты горения и пламя.

Следует различать понятия фактический и требуемый предел огнестойкости. Требуемый предел огнестойкости устанавливается нормативными документами для удовлетворения требованиям пожарной безопасности. Фактический предел огнестойкости - значение, полученное в результате огневых испытаний или расчёта. Значение фактического предела должно быть не менее требуемого значения.

Значение предела огнестойкости конструкций имеет важное значение при проектировании и реконструкции зданий. По требованиям [1] здания и сооружения классифицируют по степени огнестойкости на 5 групп, для каждой из которой определены требуемые пределы огнестойкости для конструкций, из которых состоит здание.

В таблице 2 представлены требуемые пределы огнестойкости строительных конструкций зданий, сооружений и пожарных отсеков в соответствии с их степенью огнестойкости.

Таблица 2

Соответствие степени огнестойкости и предела огнестойкости строительных конструкций зданий, сооружений и пожарных отсеков

Степень огнестойкости зданий, сооружений и пожарных отсеков	Предел огнестойкости строительных конструкций						
	Несущие стены, колонны и другие несущие элементы	Наружные ненесущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Строительные конструкции бесчердачных покрытий		Строительные конструкции лестничных клеток	
				настилы (в том числе с утеплителем)	фермы, балки, прогоны	внутренние стены	марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	не нормируется						

1.3.2. Методы определения предела огнестойкости

Существует два основных метода определения огнестойкости конструкции: экспериментальный и расчётный.

Экспериментальный метод определения огнестойкости заключается в проведении серии испытаний на огнестойкость реальных строительных конструкций или их моделей. Во время испытаний конструкции подвергаются воздействию высоких температур и открытого пламени.

Для проведения испытаний используются специальные камеры, которые позволяют воспроизвести условия пожара. Эти камеры оборудованы системами подачи топлива для поддержания высокой температуры и системами контроля параметров горения. Общий вид испытательной установки для проведения огневых испытаний представлен на рисунке 8.

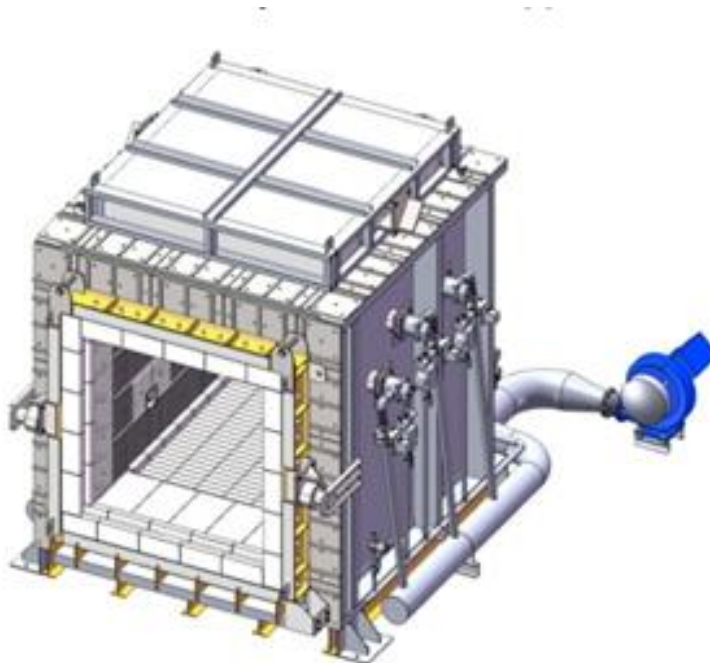


Рисунок 8. Печь для проведения огневых испытаний.

В процессе испытаний контролируется ряд параметров, таких как время наступления одного или последовательно нескольких предельных состояний, деформации конструкций и образование трещин, температура и время появления пламени на необогреваемой поверхности и другие факторы, которые могут указывать на потерю огнестойкости.

Важно отметить, что процедура испытаний может незначительно отличаться в зависимости от конкретных условий и требований к испытаниям.

Экспериментальный метод определения огнестойкости является одним из наиболее точных и надёжных способов оценки огнестойкости конструкций. Однако он требует значительных затрат времени и ресурсов, поэтому его применение ограничено.

Расчётный метод определения огнестойкости также имеет несколько преимуществ перед экспериментальным методом:

1. Экономия времени и ресурсов: Расчётный метод позволяет определить предел огнестойкости без необходимости проведения дорогостоящих и длительных испытаний. Это особенно полезно для новых конструкций или материалов, для которых нет готовых стандартов испытаний.

2. Гибкость: Расчётный метод позволяет учесть специфические условия и требования конкретного проекта. Можно учесть особенности конструкции, материалы, условия эксплуатации и другие факторы, которые могут влиять на огнестойкость.

3. Точность: Несмотря на то, что расчётные методы проигрывают в своей точности экспериментальным, тем не менее, современные расчётные методы базируются на научных исследованиях и математических моделях, что позволяет получить достаточно достоверные результаты. Это особенно важно для сложных или уникальных конструкций, где проведение испытаний может быть затруднительным или невозможным.

4. Соответствие стандартам: Расчётные методы определения огнестойкости разрабатываются в соответствии с международными и национальными стандартами. Это гарантирует, что полученные результаты соответствуют установленным требованиям и обеспечивают безопасность зданий и сооружений.

1.4. Определение предела огнестойкости расчётными методами

Для определения предела огнестойкости в общем случае необходимо решить две основные задачи: теплотехническую и прочностную.

Для нахождения и оценки предела огнестойкости по признакам потери теплоизолирующей способности (I) и потери целостности (E) необходимо решение только теплотехнической задачи огнестойкости. Для нахождения и оценки предела огнестойкости по признаку потери несущей способности (R) требуется решение как теплотехнической, так и прочностной задач.

1.4.1. Теплотехническая задача огнестойкости

Целью теплотехнической задачи является вычисление температур нагрева бетона и арматуры по сечению железобетонного элемента.

Решение теплотехнической задачи основывается на решении дифференциального уравнения теплопроводности Фурье. Данное уравнение описывает изменение температуры в зависимости от времени и положения точки в пространстве.

В связи с тем, что аналитический способ решения уравнения Фурье требует сложных расчётов, в инженерной практике прибегают к упрощённому способу вычислений, основанному на уравнении Фурье и экспериментальных данных.

«Для теплотехнического расчёта железобетонных конструкций необходимо иметь данные об изменении теплофизических свойств бетона при нестационарном нагреве, а также температурные поля по сечению рассматриваемого элемента конструкции» [18].

Наиболее точно прогрев железобетонных конструкций можно определить с помощью конечно-разностного или конечно-элементного расчёта с использованием различных программных комплексов, таких как ANSYS, ЛИРА-САПР, ING+ и других.

В [9] предлагается алгоритм расчёта с помощью компьютерных программ, в котором на сечение накладывается координатная сетка с шагом 0,01-0,03 м для дальнейшего определения температуры в каждом узле сетки. Для решения нестационарной задачи теплопроводности необходимо определить такие теплофизические характеристики бетона, как коэффициент теплопроводности λ

и удельную теплоёмкость C , которые определяются в зависимости от вида бетона.

Более упрощённый метод расчёта температур прогрева бетона и арматуры при действии стандартного температурного режима пожара предлагается в [19] и [21].

Согласно данной методике температура нагрева определяется в зависимости от количества обогреваемых поверхностей и их взаимного расположения относительно друг друга.

В данном расчёте для учёта изменения характеристик теплопереноса материалов конструкций используется приведённые (осредненные) значения коэффициента температуропроводности, которые определяются по формуле:

$$\alpha_{red} = \frac{3,6\lambda(T = 450^{\circ}\text{C})}{[c(T = 450^{\circ}\text{C}) + 0,05w]\rho}, \quad (1.14)$$

где $\lambda(T = 450^{\circ}\text{C})$ – коэффициент теплопроводности бетона и арматуры, определяемые при температуре 450°C ;

$c(T = 450^{\circ}\text{C})$ – удельная теплоёмкость бетона и арматуры, определяемые при температуре 450°C ;

w – эксплуатационная влажность бетона;

ρ – средняя плотность бетона.

Также приведены формула для вычисления толщины слоя бетона, прогреваемого до критической температуры за определённое время воздействия пожара, и формула для определения времени достижения критической температуры растянутой арматурой.

1.4.2. Оценка предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности

Оценка предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности (I) осуществляется путём нахождения температуры нагрева бетона на необогреваемой поверхности конструкции и сравнения полученного значения с

предельными значениями температур нагрева по признаку потери теплоизолирующей способности I.

Исходя из определения предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности, представленного в [9], железобетонная конструкция теряет свою теплоизолирующую способность при нагреве бетона необогреваемой поверхности:

- в среднем более чем на 140 °С в сравнении с температурой бетона до нагрева;

- в любой точке поверхности более чем на 180 °С в сравнении с температурой бетона до нагрева;

- более 220 °С в независимости от температуры бетона до нагрева;

При этом, начальная температура нагрева бетона в условиях действия стандартного температурного режима пожара принимается равной 20 °С.

Расчёт сводится к решению теплотехнической задачи.

При одностороннем огневом воздействии оценка предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности производится путём нахождения коэффициента теплоотдачи, который характеризует условия теплообмена. Для определения температуры на необогреваемой поверхности необходимо определить начальное значение коэффициента теплоотдачи, которое находят при повышении температуры на необогреваемой поверхности на 1 °С, и конечное значение, которое определяется при повышении температуры до 160 °С. Затем вычисляется среднеарифметическое данных коэффициентов, и теплотехническим расчётом определяется время достижения предельного состояния.

Коэффициента теплоотдачи складывается из двух составляющих и определяется по следующей формуле:

$$\alpha = \alpha_c + \alpha_r \quad (1.15)$$

где α_c – коэффициент передачи тепла конвекцией на необогреваемой поверхности;

α_r – коэффициент передачи тепла излучением на необогреваемой

поверхности.

«Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности I при одностороннем нагреве плит, стен из тяжёлого бетона на силикатном и карбонатном заполнителях и из конструкционного керамзитобетона при длительности огневого воздействия до 300 мин допускается определять графически» [9]. График из [9] для определения предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности представлен на рисунке 9.

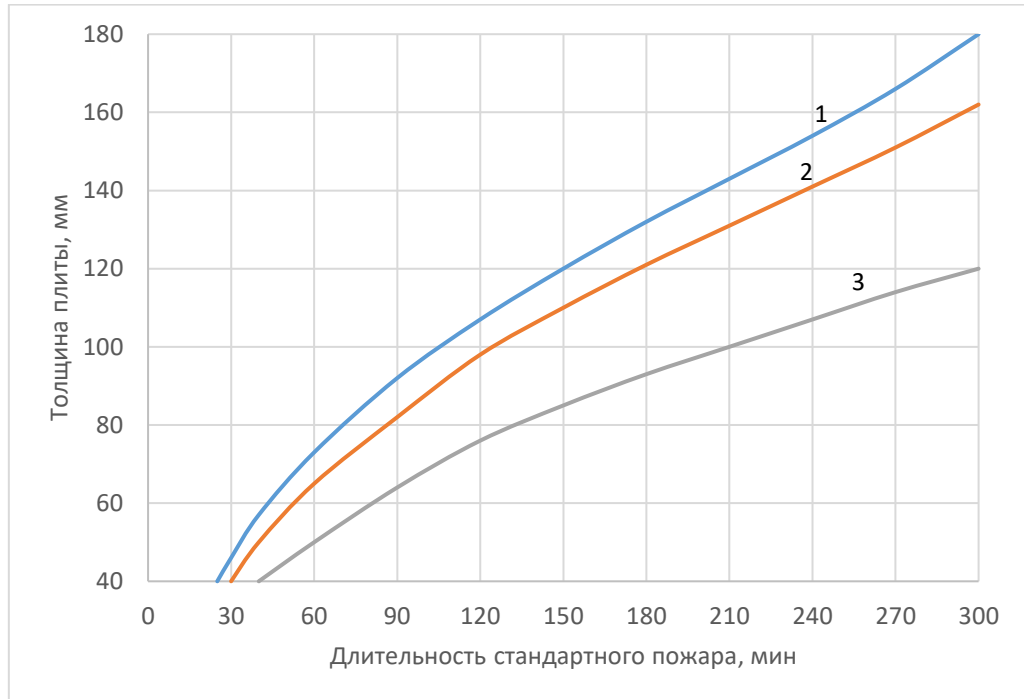


Рисунок 9. График для определения предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности:

- 1 - для тяжёлого бетона на силикатном заполнителе;
- 2 - для тяжёлого бетона на карбонатном заполнителе;
- 3 - для конструкционного керамзитобетона

1.4.3. Оценка предела огнестойкости по потере несущей способности

В соответствии с [9] решение прочностной задачи состоит из 2 частей: теплотехнической и статической.

«В теплотехнической части расчета определяются температуры нагрева бетона и арматуры по сечению железобетонной конструкции при

заданной длительности стандартного температурного режима с целью определения коэффициентов условий работы арматуры и бетона при нагреве» [9].

Изменение свойств бетона и арматуры учитываются коэффициентами условий работы при пожаре $\gamma_{bt}, \gamma_{btt}$ и γ_{st} соответственно. Изменение модулей упругости бетона и арматуры учитываются коэффициентами β_{bt} и β_{st} соответственно. Значение данных коэффициентов определяются методом интерполяции по таблицам представленным в [9].

Статический расчёт производится согласно общим требованиям [10] к расчёту на прочность по предельным состояниям первой группы с учётом изменения свойств арматуры и бетона при температурном воздействии.

При этом, следует отметить, что расчёт производится на нормативные нагрузки и нормативные сопротивления бетона и арматуры.

Предел огнестойкости по потере несущей способности наступает в момент времени, когда усилия, которые может воспринять железобетонный элемент, станут равны усилиям от нормативных нагрузок, т.е. в момент времени, когда перестанет удовлетворяться условие:

$$N_n(M_n) \leq N_{ult,t}(M_{ult,t}), \quad (1.16)$$

где $N_n(M_n)$ – нормативное продольное усилие или изгибающий момент от внешней нагрузки (постоянной и временной длительной);

$N_{ult,t}(M_{ult,t})$ – несущая способность (прочность) железобетонной конструкции при пожаре длительностью, равной значению R .

В [9] предлагается поэлементный метод определения огнестойкости конструкции. Согласно этому методу приведённое железобетонное сечение разбивается на малые участки, каждый из которых приводится к ненагретому бетону. Для каждого участка вычисляются значения нормативного сопротивления бетона осевому сжатию R_{bnt} и растяжению R_{bntn} путём умножения на понижающие коэффициенты условий работы бетона γ_{bt} и γ_{btt} , которые зависят от температуры нагрева участка. Далее, полученные

значения сопротивлений подставляют в формулы прочности для сечений действительных размеров.

В [9] также представлен упрощённый метод поэлементного расчёта предела огнестойкости. Суть данного метода заключается в исключении из толщины конструкции слоёв бетона, нагретых выше критической температуры.

При данном методе расчёта коэффициент условий работы бетона γ_{bt} может принимать только два значения ноль или единицу: для бетона, нагретого выше критической температуры $\gamma_{bt} = 0$, для бетона не достигшего значения критической температуры $\gamma_{bt} = 1$.

4.1.4. Оценка предела огнестойкости по потере целостности.

Потеря целостности железобетонной конструкции может наступить по 2 основным причинам:

1. В связи с хрупким разрушением бетона, причиной которого является образование трещин в структуре бетона. Хрупкое разрушение проявляется в виде отколов слоёв бетона от нагреваемой поверхности.

2. При прогреве бетона по высоте сечения до критических температур, в связи с чем происходит нарушение в структуре бетона.

«В плитах, стенах и стенках двутавровых балок при двухстороннем нагреве предел огнестойкости по целостности с образованием сквозных трещин наступает при прогреве бетонного сечения по всей толщине элемента до критической температуры нагрева бетона, когда полностью нарушается структура бетона» [9].

Хрупкое разрушение бетона может происходить по нескольким причинам:

1. Высокая скорость приложения нагрузки. Когда нагрузка на бетонную конструкцию увеличивается очень быстро, она может не успеть адаптироваться и разрушиться.

2. Наличие внутренних напряжений. Если бетонная конструкция была спроектирована неправильно или эксплуатируется ненадлежащим образом,

могут возникнуть внутренние напряжения, которые приведут к хрупкому разрушению.

3. Недостаточная прочность бетона.

4. Изменение условий окружающей среды. Например, если температура воздуха резко снижается, бетон может стать более хрупким и подверженным разрушению.

5. Механическое воздействие. Например, удары или вибрации могут привести к хрупкому разрушению бетона.

Оценку возможности наступления хрупкого разрушения тонкостенных железобетонных конструкций производят согласно графику, представленному на рисунке 10.

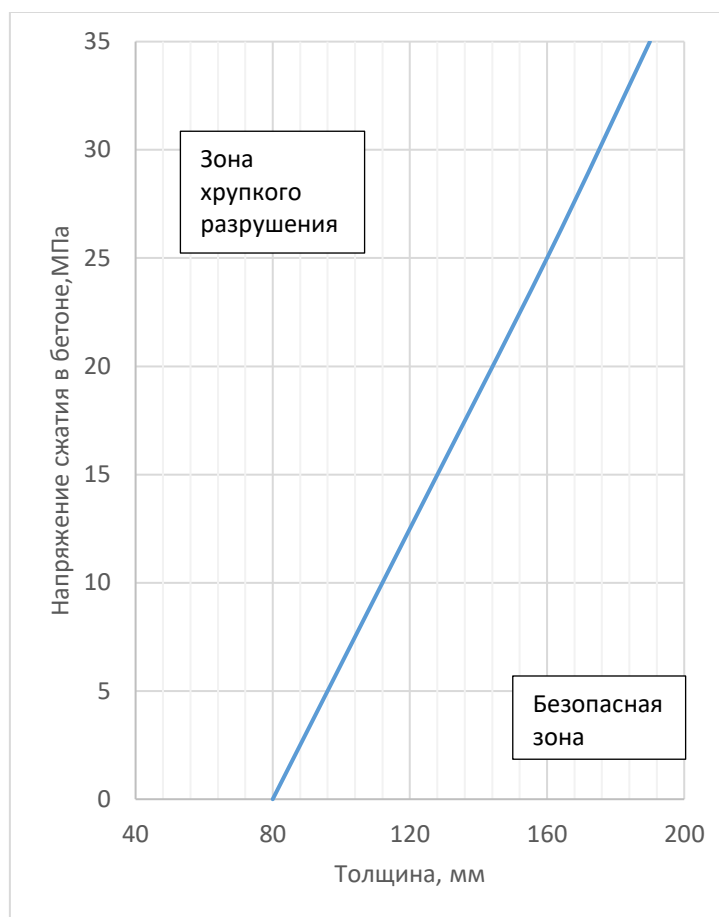


Рисунок 10. Зависимость хрупкого разрушения бетона от напряжений сжатия в бетоне и толщины элемента.

В соответствии с данным графиком для недопущения наступления хрупкого разрушения сжимающие напряжения не должны превышать указанных значений, независимо от вида бетона.

В общем случае, возможность хрупкого разрушения оценивается с помощью критерия хрупкого разрушения бетона F :

$$F = a \frac{\alpha_{bt} E_{bt} \rho}{K'_1 \lambda \Pi} W_3, \quad (1.17)$$

где a – коэффициент пропорциональности;

α_{bt} – коэффициент линейной температурной деформации бетона;

E_{bt} – модуль упругости нагретого бетона;

ρ – плотность бетона в сухом состоянии;

K'_1 – коэффициент псевдоинтенсивности напряжений
неоднородного материала;

Π – общая пористость;

λ – коэффициент температуропроводности бетона;

W_3 – объёмная эксплуатационная влажность бетона.

При значениях коэффициента $F > 4$ для железобетонных конструкций следует предусмотреть мероприятия по защите от хрупкого разрушения, которые согласно СП468 подразделяются на 3 группы:

I — ликвидирующие хрупкое разрушение бетона при пожаре;

II — снижающие вероятность хрупкого разрушения;

III — профилактические.

2. ОЦЕНКА ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ РАСЧЁТНЫМ МЕТОДОМ

2.1. Исходные данные и предпосылки

В данной работе для примера рассмотрен метод определения предела огнестойкости для железобетонной плиты из бетона В25, армированной арматурой класса А-500С, диаметром 12 мм, с шагом 200 мм. Сечение плиты представлено на рисунке 11.

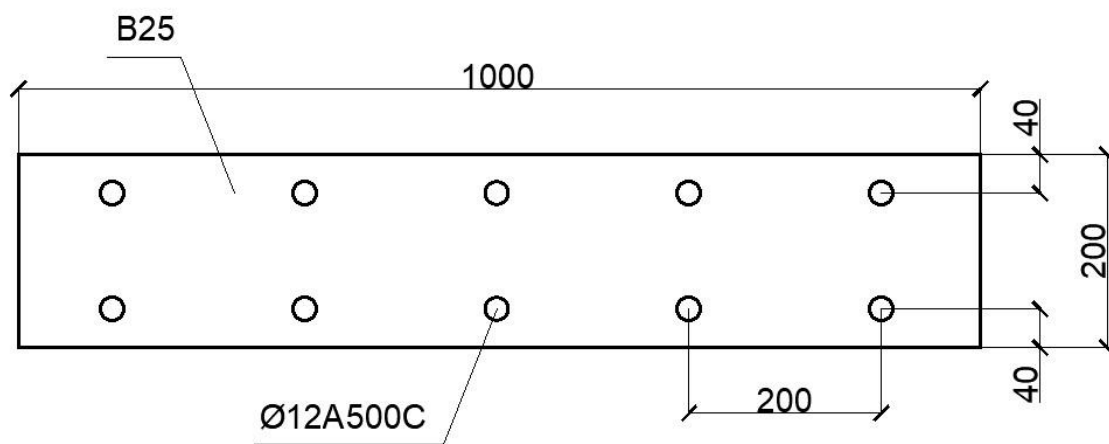


Рисунок 11. Сечение железобетонной плиты.

Для учёта нелинейной работы железобетонного элемента создана нелинейная деформационная расчётная модель, которая основывается на гипотезе плоских сечений. Данная гипотеза является одной из ключевых концепций в теории прочности материалов, и предполагает, что сечения плоские и перпендикулярные оси элемента до деформации остаются плоскими и перпендикулярными после деформаций.

Исходя из вышеприведённой гипотезы, можно сделать вывод о том, что можно задавать относительные деформации бетона ε_t и ε_b в верхней и нижней грани сечения соответственно, что даёт возможность методом интерполяции вычислять относительные деформации в любой точке сечения. При этом, деформации для растянутых волокон будут задаваться положительными (со знаком «+»), а для сжатых отрицательными (со знаком «-»). На рисунке 12 представлена эпюра деформаций при действии изгибающего момента.

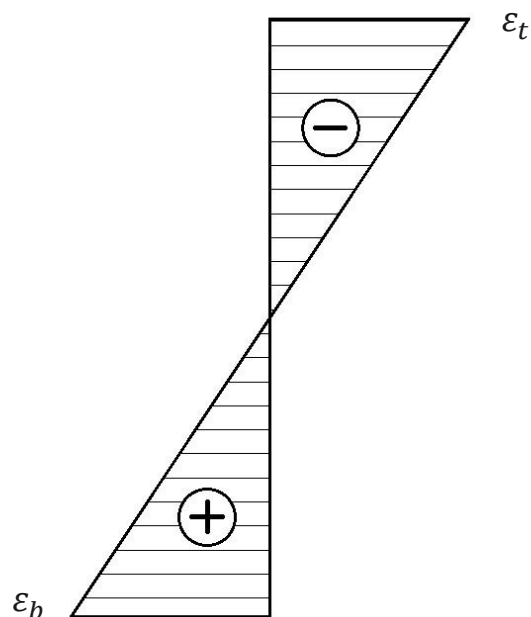


Рисунок 12. Эпюра деформаций при действии изгибающего момента согласно гипотезе плоских сечений.

Расчёт производится в программе MS Excel путём составления расчётной таблицы с заданием зависимостей параметров друг от друга с помощью формул. Выбор данной программы позволяет автоматизировать расчёт, что поможет сократить количество ошибок и неточностей при его выполнении. Подбирая значения относительных деформаций ε_t и ε_b , которые будут являться входными параметрами в расчётной таблице, будем получать значения выходных параметров: продольной силы и изгибающего момента.

2.2. Составление нелинейной деформационной модели и определение предельного момента сечения

Элемент разбивается на конечное число слоёв. В столбцах 1-3 расчётной таблицы указаны порядковый номер слоя, его высота и ширина соответственно. При этом, следует учесть, что слои могут иметь разные значения своих геометрических параметров, а увеличение их количества повышает точность расчётов.

Однако, для упрощения расчёта будем считать, что элемент разбивается на 20 слоёв равной высоты $h_i = 10$ мм и ширины $b_i = 1000$ мм.

Исходя из ранее введённых предпосылок, задавшись деформациями верхнего и нижнего волокна ε_t и ε_b , будем определять деформации в центре тяжести каждого слоя сечения. Задаём начало координат в центре тяжести сечения, а локальную ось X направим в сторону верхних слоёв. Т.к. сечение и слои представлены в виде прямоугольников, центры тяжести будут находиться в точке, соответствующей половине высоты сечения/ слоя.

Для упрощения расчётов в столбце 4 определяются расстояния x_i от верха сечения до центра тяжести каждого слоя.

Так, для первого слоя:

$$x_1 = \frac{h_1}{2}, \quad (2.1)$$

Для второго слоя:

$$x_2 = h_1 + \frac{h_2}{2}, \quad (2.2)$$

Для третьего слоя:

$$x_3 = h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2}, \quad (2.3)$$

где h_1, h_2, h_3 – высота 1, 2 и 3 слоёв бетона соответственно;

Для последующих слоёв расчёт будет производиться аналогичным образом.

В столбце 5 определяются расстояния z_i от центра тяжести сечения до центра тяжести каждого отдельного слоя по формуле:

$$z_i = \frac{h}{2} - x_i \quad (2.4)$$

где h – высота сечения;

При этом порядок расположения элементарных слоёв не влияет на расчёт, поэтому для большей наглядности в верхней части таблицы располагаются слои арматуры, а в нижней части слои бетона. Для арматуры не назначаются такие параметры, как высота и ширина слоя, а расстояние между центрами тяжести z_i

определяется через значения параметра $a = 40$ мм - расстояние от нижней грани сечения до центра арматуры.

Тогда, для сжатой арматуры:

$$z_1 = \frac{h}{2} - a \quad (2.5)$$

$$z_1 = \frac{200}{2} - 40 = 60 \text{ мм}$$

Для растянутой арматуры:

$$z_2 = -\frac{h}{2} + a \quad (2.6)$$

$$z_2 = -\frac{200}{2} + 40 = -60 \text{ мм}$$

На рисунке 13 представлены пояснения к нахождению значений z_i для слоёв бетона и арматуры.

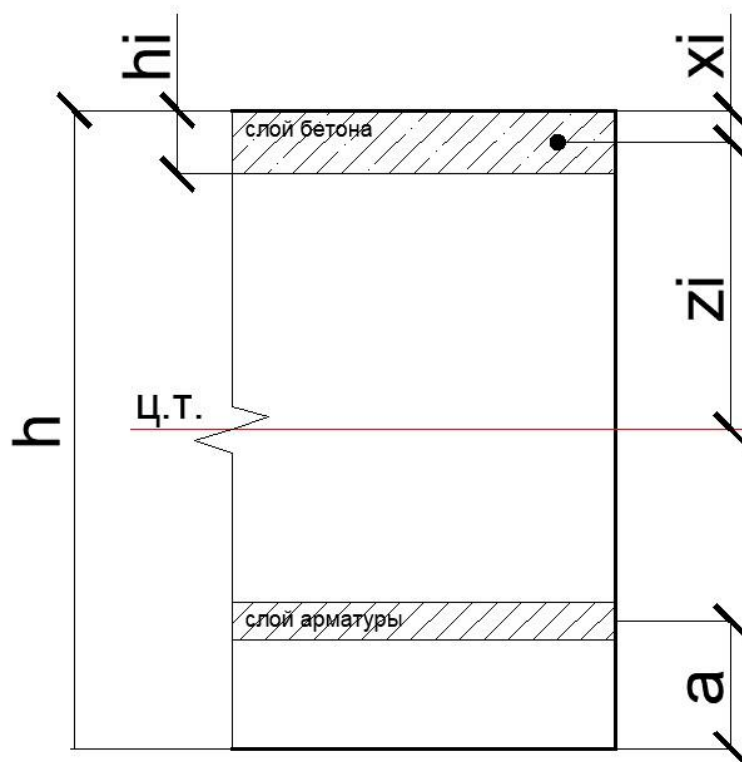


Рисунок 13. Пояснения к нахождению значений z_i для слоёв бетона и арматуры.

Определяются деформации в центре тяжести каждого слоя по следующей формуле:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_t - \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_b}{h} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - z_i \right) \quad (2.7)$$

где ε_t – деформации верхнего волокна;
 ε_b – деформации нижнего волокна;
 h – высота сечения;
 z_i – расстояние до точки, в которой определяются относительные деформации.

Полученные значения заносятся в 7 столбец расчётной таблицы.

При расчёте принимается, что напряжения равномерно распределяются в пределах каждого слоя, тогда:

$$\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E, \quad (2.8)$$

где ε_i – деформации i -го слоя конструкции;
 E – модуль упругости материала (стали или бетона).

При этом, согласно диаграмме деформирования бетона, представленной на рисунке 6, относительные деформации для бетона при сжатии не должны превышать значения $\varepsilon_{b2} = -0,0035$, а относительные деформации при растяжении не должны превышать значения $\varepsilon_{b1} = 0,0015$. В расчётной модели учитывается данное ограничение при определении напряжений, действующих в каждом слое сечения: при превышении относительных деформаций предельных значений, значения деформаций ε_i становятся равными нулю, следовательно, и напряжения в данных слоях приравниваются к нулю:

если $\varepsilon_b < \varepsilon_{b2}$, то $\sigma_i = 0$;

если $\varepsilon_b > \varepsilon_{b1}$, то $\sigma_i = 0$.

В расчёте также введены ограничения для полученных значений напряжений для бетона и арматуры:

1) Для бетона.

Как видно из рисунка 6, напряжения в каждом из сжатых слоёв бетона не должны превышать значений расчётного сопротивления бетону сжатию $R_b = 14,5 \text{ МПа}$. При достижении сжатыми слоями бетона расчётного сопротивления сжатию, напряжения перестают расти или растут незначительно, и принимаются равными значению R_b . Растянутые слои бетона при расчете на изгиб не учитываются, соответственно, напряжения в данных слоях равны нулю.

если $\sigma_i > R_b$, то $\sigma_i = R_b$.

2) Для арматуры.

Согласно рисунку 7, напряжения в арматуре перестают увеличиваться или увеличиваются незначительно при достижении арматурой расчётного предела текучести $R_s=435\text{МПа}$, поэтому при достижении данного значения принимаем $\sigma_i = R_s$.

Значения модуля упругости материалов принимаются по СП63.133300.2018 и записываются в 8 столбце расчётной таблицы, полученные относительные деформаций представлены в столбце 9.

Зная напряжения в каждом слое конструкции, вычисляются продольная сила N и изгибающий момент M для каждого слоя:

$$N_i = \sigma_i \cdot A_i, \quad (2.9)$$

$$M_i = N_i \cdot z_i, \quad (2.10)$$

где A_i – площадь i -го слоя конструкции;

z_i – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести каждого слоя.

Площадь сечения заносится в столбец 6 и вычисляется:

Для бетона:

$$A_i = b_i \cdot h_i, \quad (2.11)$$

где b_i – ширина i -го слоя конструкции;

h_i – высота i -го слоя конструкции.

Для арматуры:

$$A_i = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n, \quad (2.12)$$

где d – диаметр арматуры;

n – количество стержней арматуры: при ширине сечения 1000 мм и шаге арматуры 200 мм, принимаем $n = 5$.

В столбцах 10, 11 занесены значения продольной силы и изгибающего момента соответственно.

Для того, чтобы элемент находился в равновесии необходимо чтобы сумма усилий в слоях была равна сумме усилий от внешнего воздействия.

В расчёте рассматривается изгибаемый элемент - плита, без действия продольной силы, будут справедливы следующие выражения:

$$\sum_{i=1}^n N_i = 0 , \quad (2.13)$$

$$\sum_{i=1}^n M_i = M \quad (2.14)$$

Тогда, сложив послойно полученные значения продольной силы и момента можно получить продольную силу и момент, действующие во всем сечении.

При расчёте будем полагать, что элемент полностью использует свою несущую способность.

Для определения предельного изгибающего момента, действующего в сечении, производится подбор деформаций верхнего и нижнего волокна так, чтобы продольная сила при этом равнялась нулю.

Таким образом, максимальный момент, который может воспринять сечение $M_{ult} = 28,24$ кНм.

На рисунке 14 представлен общий вид расчётной таблицы железобетонного элемента при расчёте на прочность в момент времени достижения предельного момента M_{ult} .

бетон		Арматура									
Eb,ред, МПа	Eps_b	d, мм	Rs, МПа			epsilon_b	epsilon_t			N, кН	M, кНм
9,67E+03	-0,0035	12	435			0,003479588	-0,0035			4,91E-13	-28,242846
Rb, МПа	Eps_bt	n, шт	Es, МПа								
14,5	0,0015	5	2,00E+05								
Rbt, МПа											
0											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
№ слоя			z_i, мм			epsilon_i	E_i, МПа	Sigma_i, МПа	N_i, кН	M_i, кНм	
1			60		565,2	-0,002104082	2,00E+05	-420,8165	-237,8455	-14,27073	
2			-60		565,2	0,00208367	2,00E+05	416,7341	235,5381	-14,13229	
								Σ	-2,30737	-28,403015	
№ слоя	b_i, мм	h_i, мм	x_i, мм	z_i, мм	A, мм2	epsilon_i	E_i, МПа	Sigma_i, МПа	N_i, кН	M_i, кНм	
1	1000	10	5	95	10000	-0,003326	9,67E+03	-14,5000	0,46613	0,04428	
2	1000	10	15	85	10000	-0,002977	9,67E+03	-14,5000	0,41721	0,03546	
3	1000	10	25	75	10000	-0,002628	9,67E+03	-14,5000	0,36830	0,02762	
4	1000	10	35	65	10000	-0,002279	9,67E+03	-14,5000	0,31938	0,02076	
5	1000	10	45	55	10000	-0,001930	9,67E+03	-14,5000	0,27046	0,01488	
6	1000	10	55	45	10000	-0,001581	9,67E+03	-14,5000	0,22155	0,00997	
7	1000	10	65	35	10000	-0,001232	9,67E+03	-11,9058	0,14175	0,00496	
8	1000	10	75	25	10000	-0,000883	9,67E+03	-8,5323	0,07280	0,00182	
9	1000	10	85	15	10000	-0,000534	9,67E+03	-5,1589	0,02661	0,00040	
10	1000	10	95	5	10000	-0,000185	9,67E+03	-1,7854	0,00319	0,00002	
11	1000	10	105	-5	10000	0,000164	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
12	1000	10	115	-15	10000	0,000513	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
13	1000	10	125	-25	10000	0,000862	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
14	1000	10	135	-35	10000	0,001211	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
15	1000	10	145	-45	10000	0,001560	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
16	1000	10	155	-55	10000	0,001909	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
17	1000	10	165	-65	10000	0,002258	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
18	1000	10	175	-75	10000	0,002607	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
19	1000	10	185	-85	10000	0,002956	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
20	1000	10	195	-95	10000	0,003305	9,67E+03	0,0000	0,00000	0,00000	
								Σ	2,307375	0,16016826	

Рисунок 14. Общий вид расчётной таблицы железобетонного элемента при расчёте на прочность.

2.3. Решение теплотехнической задачи огнестойкости

Введём в данную нелинейную деформационную модель действие пожара и определим предел огнестойкости по потере несущей способности.

В условиях действия пожара на железобетонную плиту действует нормативный изгибающий момент от внешней нагрузки. Согласно п. 4.9 [23] при невозможности определения значений усилий от нормативной нагрузки, разрешается принимать усилия равными 0,7 от расчётных.

Следовательно,

$$M_n = 0,7 \cdot M_{ult} \quad (2.15)$$

$$M_n = 0,7 \cdot 28,24 = 19,768 \text{ кНм.}$$

Для учёта изменчивости свойств бетона и арматуры при высокотемпературном воздействии необходимо решить теплотехническую задачу огнестойкости, в результате которой будут определены:

- 1) Коэффициенты условий работы сжатой арматуры γ_{st} ;
- 2) Коэффициенты условий работы растянутой арматуры γ_{st} ;
- 3) Коэффициент β_s для сжатой арматуры;
- 4) Коэффициент β_s для растянутой арматуры;
- 5) Коэффициенты условий работы сжатого бетона γ_{bt} ;
- 6) Коэффициент β_b для сжатого бетона.

Определение данных коэффициентов осуществляется для заданных моментов времени действия пожара.

Из расчётной таблицы, представленной на рисунке 14 видно, что при расчёте на прочность растянутые слои бетона не участвуют в работе конструкции, поэтому нет необходимости в нахождении коэффициентов условий работы растянутого бетона γ_{btt} .

Определение температуры прогрева бетона и арматуры в заданный момент времени производится по методике, представленной в [21].

Для данного расчёта принимаем стандартный режим воздействия пожара и одностороннее воздействие пожара на плиту.

При одной обогреваемой поверхности температура бетона и арматуры вычисляется по формуле:

$$T = 20 + 1200 \cdot (1 - r_1)^2, \quad (2.16)$$

где

$$r_1 = x_i^* / l \leq 1, \quad (2.17)$$

где l – толщина начавшего прогреваться слоя бетона, м, вычисляемая по формуле:

$$l = \sqrt{12 \cdot \alpha_{red} \cdot \tau}, \quad (2.18)$$

где α_{red} – приведённое (осредненное) значение коэффициента температуропроводности, м²/ч, принимаемое по таблице 9.3.2 [21];

τ – момент времени действия пожара, ч.

x_i^* при определении температуры прогрева бетона:

$$x_i^* = x_i + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}, \quad (2.19)$$

x_i^* при определении температуры прогрева арматуры:

$$x_i^* = y_i + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}} + \varphi_2 \cdot d_s, \quad (2.20)$$

где x_i – расстояние до центра тяжести i -го слоя бетона от нижней обогреваемой поверхности;

y_i – расстояние от нижней обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры;

φ_1, φ_2 – коэффициенты, зависящие от плотности бетона, определяемые по таблице 9.3.3 [21];

d_s – диаметр арматуры, м.

Рассчитаем температуру нагрева растянутой арматуры при действии пожара в момент времени $\tau_1 = 0,5$ ч.

По таблице 9.3.2 для тяжёлого бетона с крупным заполнителем из силикатных пород $\alpha_{red}=0,00133$ м²/ч.

$$l = \sqrt{12 \cdot 0,00133 \cdot 0,5} = 0,08933 \text{ м.}$$

По таблице 9.3.3 для бетона плотностью $\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$: $\varphi_1 = 0,62 \text{ ч}^{1/2}$, $\varphi_2 = 0,5 \text{ ч}^{1/2}$. Значение y_i принимаем равным толщине защитного слоя бетона $s = 0,034 \text{ м}$.

$$x_i^* = 0,034 + 0,62 \cdot \sqrt{0,00133} + 0,5 \cdot 0,012 = 0,0626 \text{ м.}$$

Тогда,

$$r_1 = 0,0626/0,08933 = 0,7 \leq 1$$

$$T = 20 + 1200 \cdot (1 - 0,7)^2 = 127,4 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Получив значение температуры прогрева арматуры, по таблице 5.6 [9] методом интерполяции определяются коэффициент условий работы арматуры γ_{st} и коэффициент β_s .

Дальнейшие расчёты для разных моментов времени действия пожара сведены в таблицу Excel и представлены на рисунке 15.

α_{red}	y_i	ϕ_1	ϕ_2	d_s				
0,00133	0,034	0,62	0,5	0,012				
τ	X_i	r	r при условии $r \leq 1$	T	γ_{st}	β_{st}		
0,5	0,08933085	0,06261088	0,7008876	0,700887603	127,361871	0,982106	1,000000	
1	0,12633289	0,06261088	0,49560238	0,495602377	325,300355	0,922290	0,994940	
1,5	0,15472556	0,06261088	0,40465765	0,404657646	445,319022	0,860936	0,957340	
2	0,17866169	0,06261088	0,3504438	0,350443801	526,307906	0,815800	0,916846	
2,5	0,19974984	0,06261088	0,31344646	0,313446465	585,626908	0,738685	0,887187	
2,6	0,20370567	0,06261088	0,30735955	0,307359546	595,700958	0,725589	0,882150	
2,7	0,20758613	0,06261088	0,301614	0,301614002	605,291603	0,704654	0,876825	
2,8	0,21139536	0,06261088	0,29617907	0,29617907	614,436682	0,678134	0,871338	
3	0,21881499	0,06261088	0,28613617	0,286136166	631,521889	0,628587	0,861087	
3,1	0,22243201	0,06261088	0,28148324	0,281483235	639,51961	0,605393	0,856288	
3,3	0,2294951	0,06261088	0,27282013	0,272820129	654,548677	0,561809	0,847271	
3,5	0,2363472	0,06261088	0,26491061	0,264910613	668,427687	0,521560	0,838943	

Рисунок 15. Расчёт температуры нагрева арматуры, коэффициентов условий работы γ_{st} и коэффициентов β_s для растянутой арматуры.

При определении коэффициентов для сжатой арматуры расстояние от обогреваемой поверхности до ближайшего края арматуры принимается равным $y_i = 154 \text{ мм}$. Далее расчёт производится аналогичным образом.

α_{red}	y_i	ϕ_1	ϕ_2		d_s		
0,00133	0,154	0,62	0,5		0,012		
τ	l	X_i	r	r при условии $r \leq 1$	T	γ_{st}	β_{st}
0,5	0,089330846	0,182610882	2,044208591	1	20	1,000000	1,000000
1	0,126332894	0,182610882	1,445473757	1	20	1,000000	1,000000
1,5	0,154725563	0,182610882	1,180224381	1	20	1,000000	1,000000
2	0,178661691	0,182610882	1,022104296	1	20	1,000000	1,000000
2,5	0,199749844	0,182610882	0,914197874	0,914197874	28,83440576	0,998528	1,000000
2,6	0,20370567	0,182610882	0,896444769	0,896444769	32,86842301	0,997855	1,000000
2,7	0,207586127	0,182610882	0,879687315	0,879687315	37,37017074	0,997105	1,000000
2,8	0,211395364	0,182610882	0,863835794	0,863835794	42,24882909	0,996292	1,000000
3	0,21881499	0,182610882	0,834544663	0,834544663	52,85056233	0,994525	1,000000
3,1	0,222432012	0,182610882	0,820973926	0,820973926	58,460402	0,993590	1,000000
3,3	0,229495098	0,182610882	0,795707115	0,795707115	70,08269941	0,991653	1,000000
3,5	0,236347202	0,182610882	0,772638223	0,772638223	82,03205318	0,989661	1,000000

Рисунок 16. Расчёт температуры нагрева арматуры, коэффициентов условий работы γ_{st} и коэффициентов β_s для сжатой арматуры.

Проведя анализ полученных значений, можно сделать вывод о том, что сжатая арматура не подвержена высокотемпературному воздействию пожара, т.к. температура слоёв не превышает значения 200 °С, следовательно, в расчёте изменчивость свойств сжатой арматуры учитываться не будет.

В процессе расчёта на основе таблицы 5.6 [9] создана таблица для вычисления методом интерполяции коэффициентов условий работы γ_{st} и коэффициентов β_s для арматуры А500С марки СтЗГпс термомеханически упрочнённой. Общий вид данной таблицы представлен на рисунке 17. Эту таблицу можно использовать в практических целях, вводя значение температуры в ячейку голубого цвета, получая при этом искомые показатели автоматически.

При замене исходных значений коэффициентов согласно [9], которые в данной таблице выделены жёлтым цветом, можно использовать таблицу для получения данных для других видов арматуры.

T	20	200	300	400	500	600	700	800
γ_{st}	1	0,97	0,94	0,87	0,85	0,72	0,43	0,17
β_{st}	1	1	1	0,98	0,93	0,88	0,82	0,67
T	344,765621							
γ_{st}								
β_{st}								
	0,90866407	0,99104688						

Рисунок 17. Общий вид таблицы для автоматического расчёта коэффициентов γ_{st} , β_s

На рисунке 18 представлен график изменения температуры нагрева растянутой арматуры в сечении в зависимости от времени продолжительности пожара.

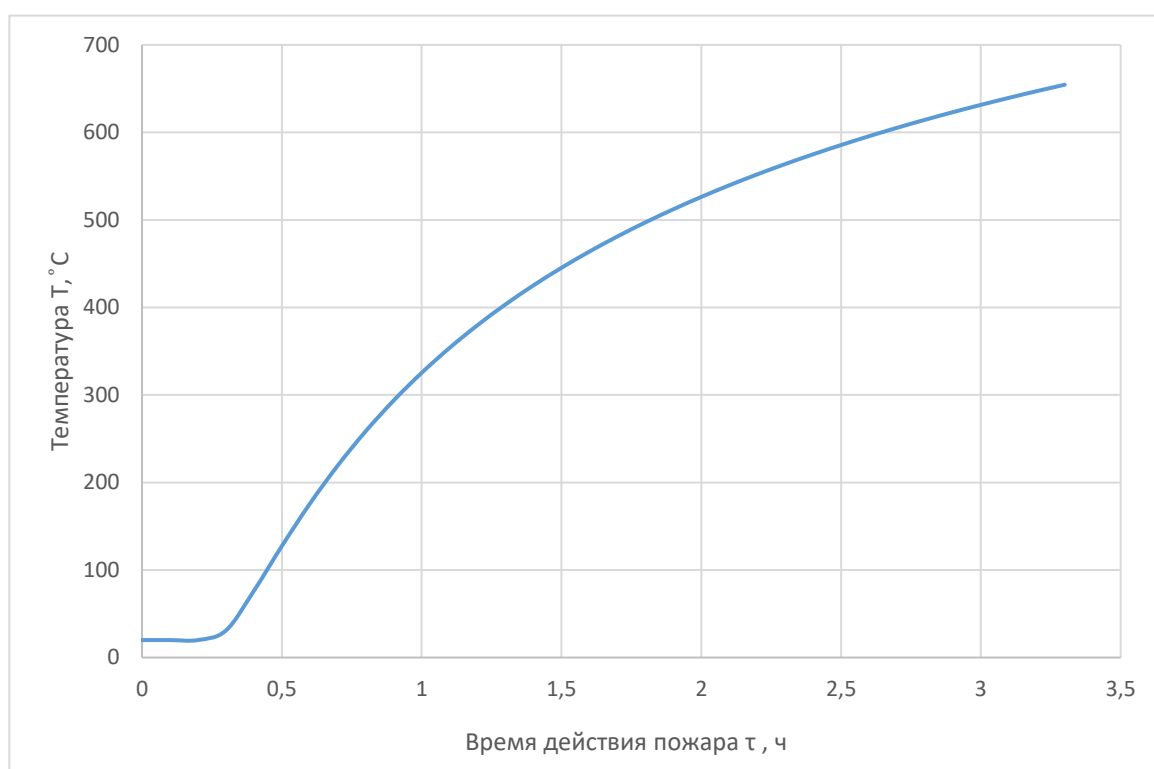


Рисунок 18. Изменение температуры нагрева растянутой арматуры в сечении в зависимости от времени продолжительности пожара.

На рисунке 19 и рисунке 20 представлены графики влияния температуры на нормативное сопротивление растяжению R_{snt} и модуль упругости арматуры при высокотемпературном воздействии соответственно.

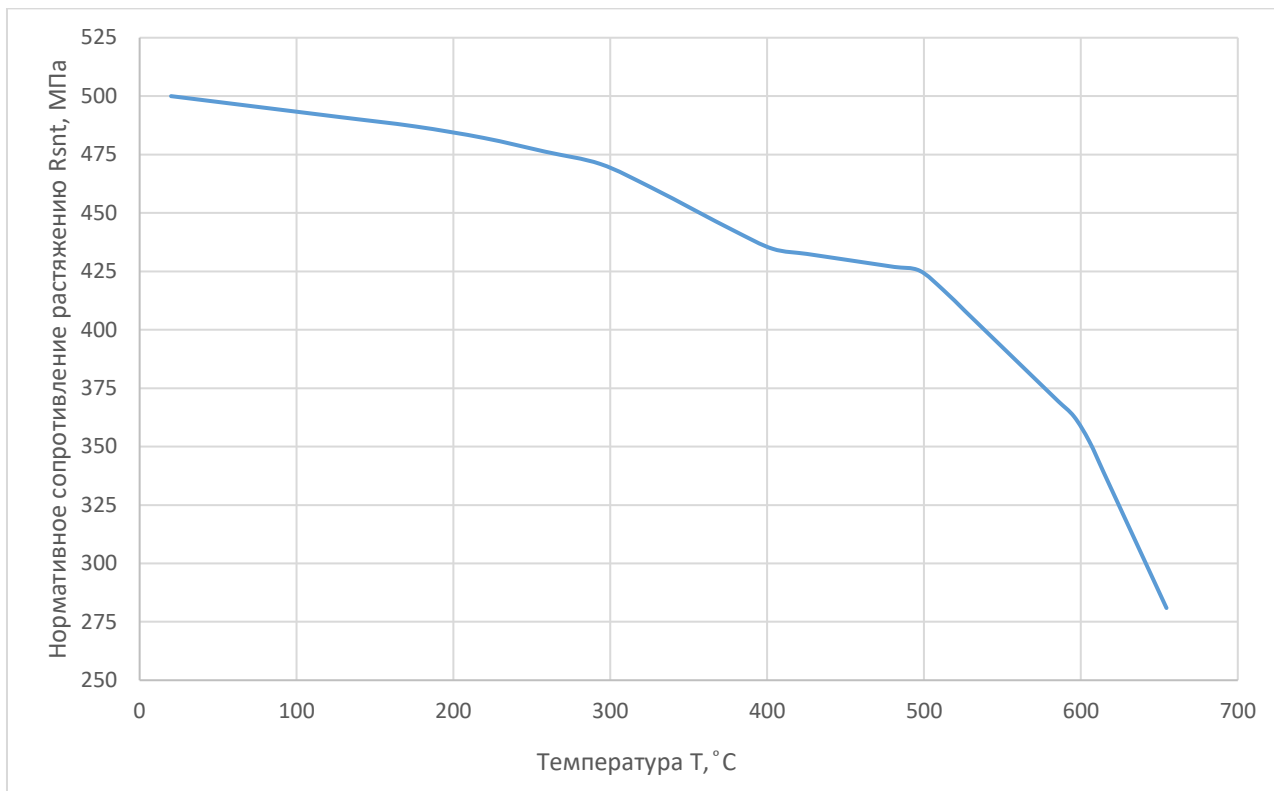


Рисунок 19. Изменение нормативного сопротивления растяжению R_{snt} арматуры при высокотемпературном воздействии.

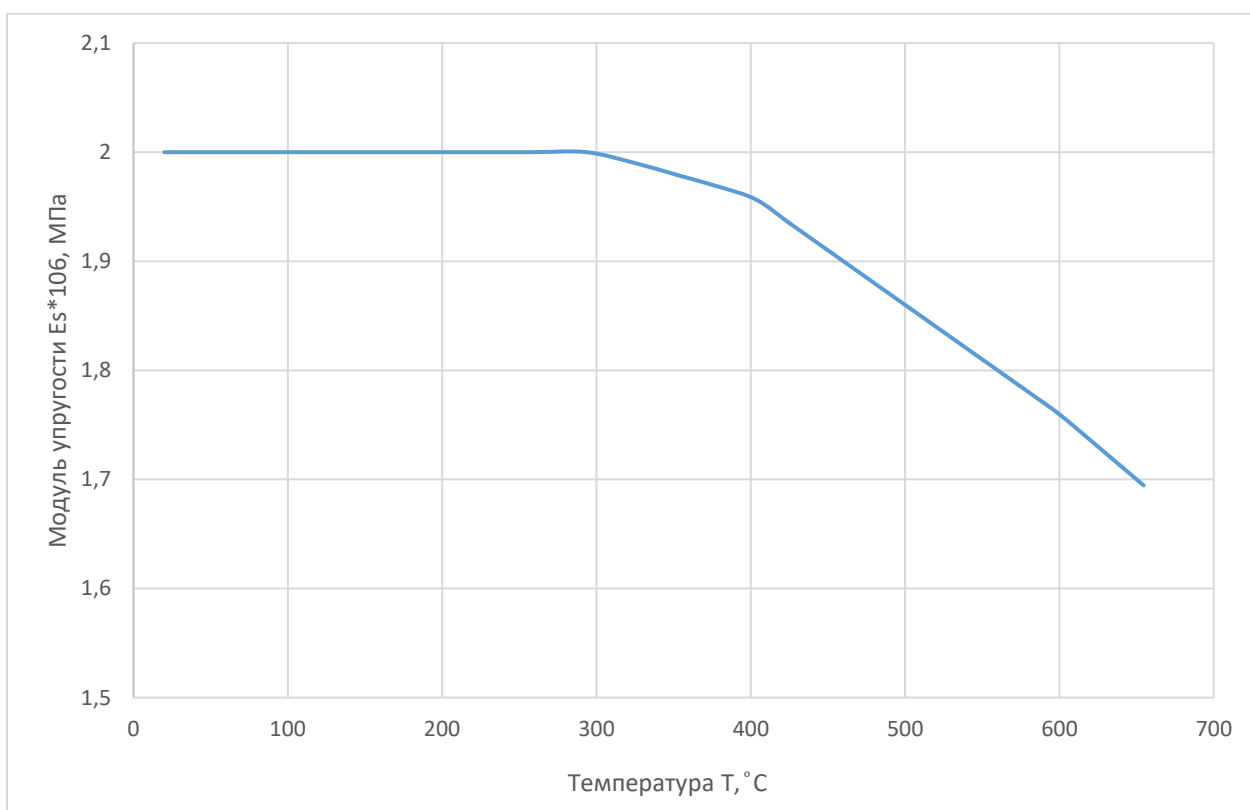


Рисунок 20. Изменение модуля упругости арматуры E_s при высокотемпературном воздействии.

Как видно из рисунков 19,20 при превышении температуры нагрева значения 300 °С прочностные и упругопластические свойства арматуры начинают значительно понижаться.

Температура нагрева бетона, коэффициент условий работы сжатого бетона γ_{bt} и коэффициент β_b определяются для каждого слоя бетона в заданный момент времени.

Определим температуру нагрева слоёв бетона в момент времени $\tau_1 = 0,5$ ч.

Для 1-го слоя сечения, центр тяжести которого расположен на расстоянии $x_1 = 0,195$ м от обогреваемой поверхности.

$$x_1^* = 0,195 + 0,62 \cdot \sqrt{0,00133} = 0,218 \text{ м}$$

$$l = \sqrt{12 \cdot 0,00133 \cdot 0,5} = 0,089 \text{ м}$$

$$r_1 = 0,218/0,089 = 2,44 > 1$$

Из условия $r \leq 1$, принимаем $r_1 = 1$, тогда

$$T = 20 + 1200 \cdot (1 - 1)^2 = 20 \text{ °С}$$

Для 20-го слоя сечения, центр тяжести которого расположен на расстоянии $x_1 = 0,005$ м от обогреваемой поверхности.

$$x_{20}^* = 0,005 + 0,62 \cdot \sqrt{0,00133} = 0,028 \text{ м}$$

$$l = \sqrt{12 \cdot 0,00133 \cdot 0,5} = 0,089 \text{ м}$$

$$r_1 = 0,028/0,089 = 0,309 < 1$$

Условие $r \leq 1$ выполняется, принимаем $r_{20} = 0,309$.

$$T = 20 + 1200 \cdot (1 - 0,309)^2 = 592,84 \text{ °С}.$$

В зависимости от температуры нагрева слоя бетона по таблице 5.1 [9] методом интерполяции определяются коэффициенты γ_{bt} , β_b .

Расчёт температуры и коэффициентов γ_{bt} , β_b для оставшихся слоёв бетона сведён в таблицу Excel и представлены на рисунке 21.

τ	α_{red}	ϕ_1	l			
0,5	0,00133	0,62	0,089330846			
x_i	x_i^*	r	r при условии $r \leq 1$	T	γ_{bt}	β_b
0,195	0,217611	2,436011	1	20	1	1
0,185	0,207611	2,324067	1	20	1	1
0,175	0,197611	2,212124	1	20	1	1
0,165	0,187611	2,100180	1	20	1	1
0,155	0,177611	1,988237	1	20	1	1
0,145	0,167611	1,876293	1	20	1	1
0,135	0,157611	1,764350	1	20	1	1
0,125	0,147611	1,652407	1	20	1	1
0,115	0,137611	1,540463	1	20	1	1
0,105	0,127611	1,428520	1	20	1	1
0,095	0,117611	1,316576	1	20	1	1
0,085	0,107611	1,204633	1	20	1	1
0,075	0,097611	1,092690	1	20	1	1
0,065	0,087611	0,980746	0,980746	20,444853	1	0,999259
0,055	0,077611	0,868803	0,868803	40,655269	0,997705	0,965575
0,045	0,067611	0,756859	0,756859	90,940874	0,992118	0,881765
0,035	0,057611	0,644916	0,644916	171,301666	0,983189	0,747831
0,025	0,047611	0,532972	0,532972	281,737646	0,955479	0,536525
0,015	0,037611	0,421029	0,421029	422,248814	0,838876	0,377751
0,005	0,027611	0,309086	0,309086	592,835170	0,614330	0,207165

Рисунок 21. Расчёт температуры нагрева бетона и коэффициентов

γ_{bt}, β_t в момент времени $\tau = 0,5$ ч.

Расчёты температуры нагрева бетона и коэффициентов γ_{bt}, β_t для различных моментов времени действия пожара представлены в приложении А.

Также как и для арматуры была разработана расчётная таблица для интерполирования значений коэффициентов γ_{bt}, β_t , которая представлена на рисунке 22. Данная таблица основана на таблице 5.1 [9] и применима для тяжёлого бетона на силикатном заполнителе. Заменяя значения, выделенные жёлтым цветом, можно использовать таблицу для других видов бетона.

	20	200	300	400	500	600	700	800
γ_{st}	1	0,98	0,95	0,85	0,8	0,6	0,2	0,1
β_{st}	1	0,7	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
T	171,3016659							
γ_{bt}	0,983188704	β_{bt}						
		0,747830557						

Рисунок 22. Общий вид таблицы для автоматического расчёта

коэффициентов γ_{bt}, β_t

На рисунке 23 представлена таблица, демонстрирующая температуру нагрева слоёв бетона для различных моментов времени в условиях воздействия стандартного режима пожара.

Значения температуры нагрева слоев $T, ^\circ\text{C}$										
№ слоя	Время действия пожара $\tau, \text{ч}$									
	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.1	3.2	3.3	3.5
1	20	20	20	20	20	20.036338	20.563747	21.65011	23.217922	27.541347
2	20	20	20	20	20	23.146166	25.327817	27.93783	30.9118	37.739551
3	20	20	20	20	20.137599	31.268526	34.942723	38.9248	43.162525	52.23421
4	20	20	20	20	24.431711	44.403417	49.408467	54.61102	59.970096	71.025325
5	20	20	20	20.04151	34.74086	62.55084	68.725047	74.99648	81.334514	94.112895
6	20	20	20	24.59099	51.065047	85.710794	92.892463	100.0812	107.25578	121.49692
7	20	20	20	36.65927	73.404272	113.88328	121.91072	129.8652	137.73389	153.1774
8	20	20	22.537278	56.24634	101.75853	147.0683	155.77981	164.3484	172.76885	189.15434
9	20	20	34.682321	83.35222	136.12783	185.26584	194.49973	203.5308	212.36065	229.42773
10	20	20	56.852428	117.9769	176.51217	228.47592	238.0705	247.4125	256.50931	273.99758
11	20	25.7198105	89.047597	160.1203	222.91155	276.69853	286.4921	295.9935	305.2148	322.86388
12	20	46.3544139	131.26783	209.7826	275.32596	329.93368	339.76454	349.2737	358.47715	376.02664
13	20	82.0266113	183.51312	266.9637	333.75541	388.18135	397.88781	407.2531	416.29634	433.48585
14	20.44485	132.736403	245.78348	331.6635	398.1999	451.44155	460.86192	469.9318	478.67238	495.24152
15	40.65527	198.483788	318.0789	403.8822	468.65942	519.71429	528.68687	537.3098	545.60526	561.29365
16	90.94087	279.268767	400.39938	483.6196	545.13399	592.99956	601.36265	609.387	617.09499	631.64223
17	171.3017	375.091341	492.74493	570.8759	627.62359	671.29735	678.88928	686.1634	693.14157	706.28726
18	281.7376	485.951508	595.11553	665.6509	716.12823	754.60768	761.26673	767.6391	773.745	785.22875
19	422.2488	611.849269	707.51121	767.9448	810.6479	842.93055	848.49503	853.814	858.90527	868.4667
20	592.8352	752.784624	829.93194	877.7574	911.18262	936.26594	940.57416	944.6882	948.62239	956.0011

Рисунок 23. Температура нагрева слоёв бетона в различные моменты времени действия пожара .

На рисунке 23 цветом показано слои и моменты времени, при которых температура нагрева бетона превысила критическое значение $T=500^{\circ}\text{C}$.

На рисунке 24 показан график изменения температуры для каждого слоя бетона в зависимости от времени действия пожара.

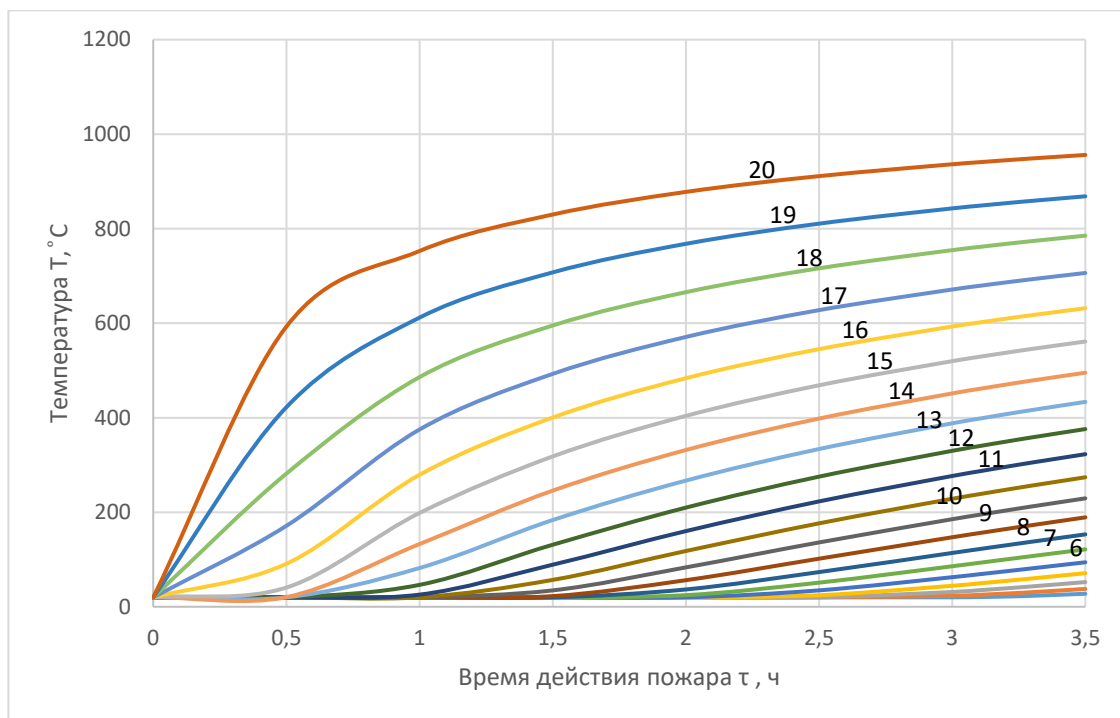


Рисунок 24. График изменения температуры для каждого слоя бетона в зависимости от времени действия пожара.

На данном графике цифрами обозначен номер слоя. Кривые, расположенные ближе к оси абсцисс, принадлежат слоям, расположенным около необогреваемой поверхности, как видно из графика, они меньше всего подвергнуты нагреву. Соответственно, кривые, расположенные дальше от оси, характерны для слоев обогреваемой поверхности конструкции и испытывают в значительной степени влияние температуры.

Рассмотрим влияние высокотемпературного воздействия на изменчивость свойств слоёв бетона. На рисунках 25, 26 представлен расчёт коэффициентов γ_{bt} , β_b соответственно для каждого слоя бетона для различных моментов времени в условиях воздействия стандартного режима пожара.

Значения коэффициентов γ_{bt}										
№ слоя	Время действия пожара τ , ч									
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,1	3,2	3,3	3,5
1	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,999996	0,999937	0,999817	0,999642	0,999162
2	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,999650	0,999408	0,999118	0,998788	0,998029
3	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,999985	0,998748	0,998340	0,997897	0,997426	0,996418
4	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,999508	0,997289	0,996732	0,996154	0,995559	0,994331
5	1,000000	1,000000	1,000000	0,999995	0,998362	0,995272	0,994586	0,993889	0,993185	0,991765
6	1,000000	1,000000	1,000000	0,999490	0,996548	0,992699	0,991901	0,991102	0,990305	0,988723
7	1,000000	1,000000	1,000000	0,998149	0,994066	0,989569	0,988677	0,987793	0,986918	0,985203
8	1,000000	1,000000	0,999718	0,995973	0,990916	0,985881	0,984913	0,983961	0,983026	0,981205
9	1,000000	1,000000	0,998369	0,992961	0,987097	0,981637	0,980611	0,978941	0,976292	0,971172
10	1,000000	1,000000	0,995905	0,989114	0,982610	0,971457	0,968579	0,965776	0,963047	0,957801
11	1,000000	0,999364	0,992328	0,984431	0,973127	0,956990	0,954052	0,951202	0,944785	0,927136
12	1,000000	0,997072	0,987637	0,977065	0,957402	0,920066	0,910235	0,900726	0,891523	0,873973
13	1,000000	0,993108	0,981832	0,959911	0,916245	0,861819	0,852112	0,846373	0,841852	0,833257
14	0,999951	0,987474	0,966265	0,918336	0,851800	0,824279	0,819569	0,815034	0,810664	0,802379
15	0,997705	0,980168	0,931921	0,848059	0,815670	0,760571	0,742626	0,725380	0,708789	0,677413
16	0,992118	0,956219	0,849800	0,808190	0,709732	0,614001	0,594549	0,562452	0,531620	0,473431
17	0,983189	0,874909	0,803628	0,658248	0,489506	0,314811	0,284443	0,255346	0,227434	0,193713
18	0,955479	0,807024	0,609769	0,337396	0,183872	0,145392	0,138733	0,132361	0,126255	0,114771
19	0,838876	0,552603	0,192489	0,132055	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
20	0,614330	0,147215	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000

Рисунок 25. Расчёт коэффициентов γ_{bt} для различных моментов времени в условиях воздействия стандартного режима пожара.

Значения коэффициентов β_b										
№ слоя	Время действия пожара τ , ч									
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,1	3,2	3,3	3,5
1	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,999939	0,999060	0,997250	0,994637	0,987431
2	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,994756	0,991120	0,986770	0,981814	0,970434
3	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,999771	0,981219	0,975095	0,968459	0,961396	0,946276
4	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	0,992614	0,959328	0,950986	0,942315	0,933383	0,914958
5	1,000000	1,000000	1,000000	0,999931	0,975432	0,929082	0,918792	0,908339	0,897776	0,876479
6	1,000000	1,000000	1,000000	0,992348	0,948225	0,890482	0,878513	0,866531	0,854574	0,830838
7	1,000000	1,000000	1,000000	0,972235	0,910993	0,843528	0,830149	0,816891	0,803777	0,778038
8	1,000000	1,000000	0,995771	0,939589	0,863736	0,788220	0,773700	0,759419	0,745385	0,718076
9	1,000000	1,000000	0,975529	0,894413	0,806454	0,724557	0,709167	0,692938	0,675279	0,641145
10	1,000000	1,000000	0,938579	0,836705	0,739146	0,643048	0,623859	0,605175	0,586981	0,552005
11	1,000000	0,990467	0,884921	0,766466	0,654177	0,546603	0,527016	0,508013	0,494785	0,477136
12	1,000000	0,956076	0,814554	0,680435	0,549348	0,470066	0,460235	0,450726	0,441523	0,423973
13	1,000000	0,896622	0,727478	0,566073	0,466245	0,411819	0,402112	0,392747	0,383704	0,366514
14	0,999259	0,812106	0,608433	0,468336	0,401800	0,348558	0,339138	0,330068	0,321328	0,304758
15	0,965575	0,702527	0,481921	0,396118	0,331341	0,280286	0,271313	0,262690	0,254395	0,238706
16	0,881765	0,541462	0,399601	0,316380	0,254866	0,207000	0,198637	0,190613	0,182905	0,168358
17	0,747831	0,424909	0,307255	0,229124	0,172376	0,128703	0,121111	0,113837	0,106858	0,096856
18	0,536525	0,314048	0,204884	0,134349	0,091936	0,072696	0,069367	0,066180	0,063128	0,057386
19	0,377751	0,188151	0,096244	0,066028	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
20	0,207165	0,073608	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000

Рисунок 26. Расчёт коэффициентов β_b для различных моментов времени в условиях воздействия стандартного режима пожара.

Проанализировав полученные значения, можно заметить, что слои, которые расположены ближе всего к обогреваемой поверхности, имеют коэффициенты равные 0, что говорит о том, что эти слои разрушаются от воздействия температуры и не участвуют в работе конструкции. При этом слои, расположенные в сжатой зоне бетона, имеют коэффициенты близкие к 1, что говорит о том, что они мало подвержены действию температуры.

На рисунках 27, 28 представлены графики изменения нормативного сопротивления сжатию R_{bnt} и модуля упругости для каждого слоя бетона в зависимости от времени действия пожара.

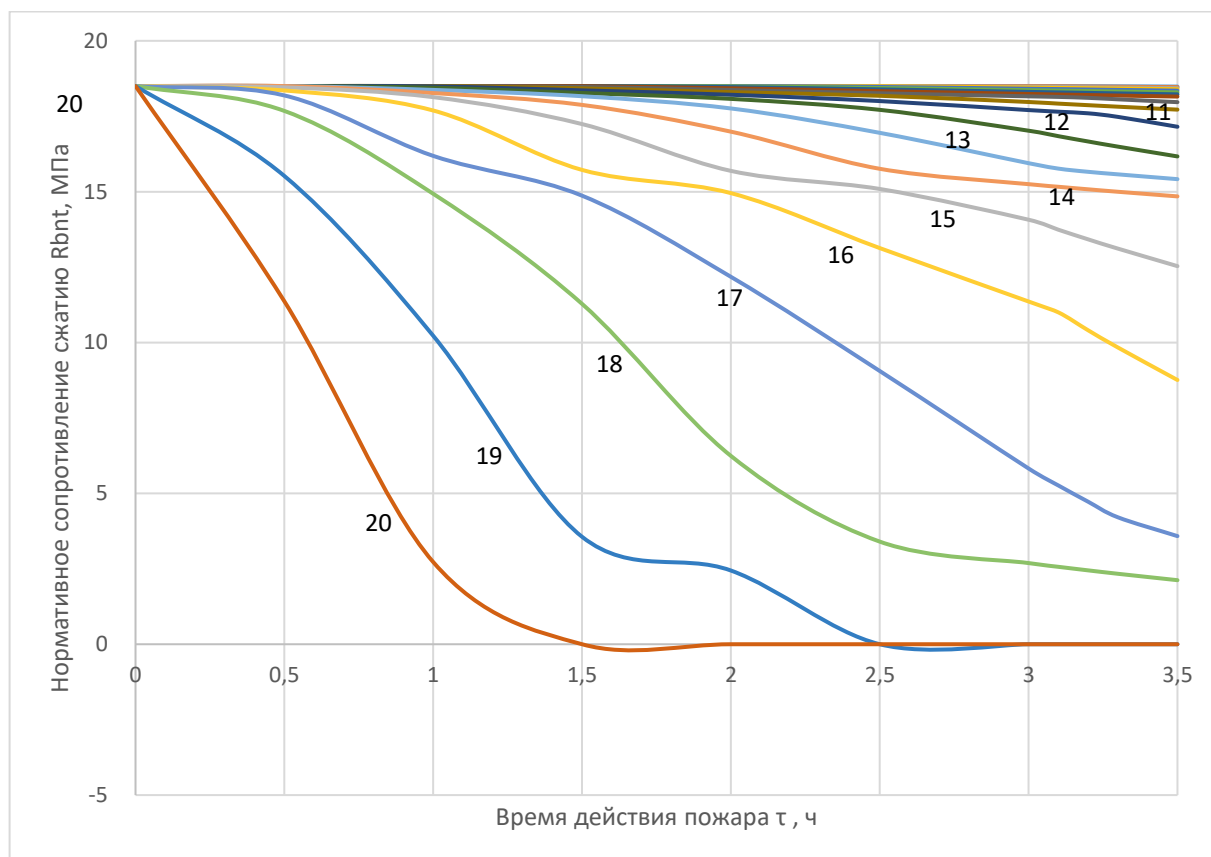


Рисунок 27. Влияние нагрева на прочность слоёв бетона в зависимости от времени действия пожара

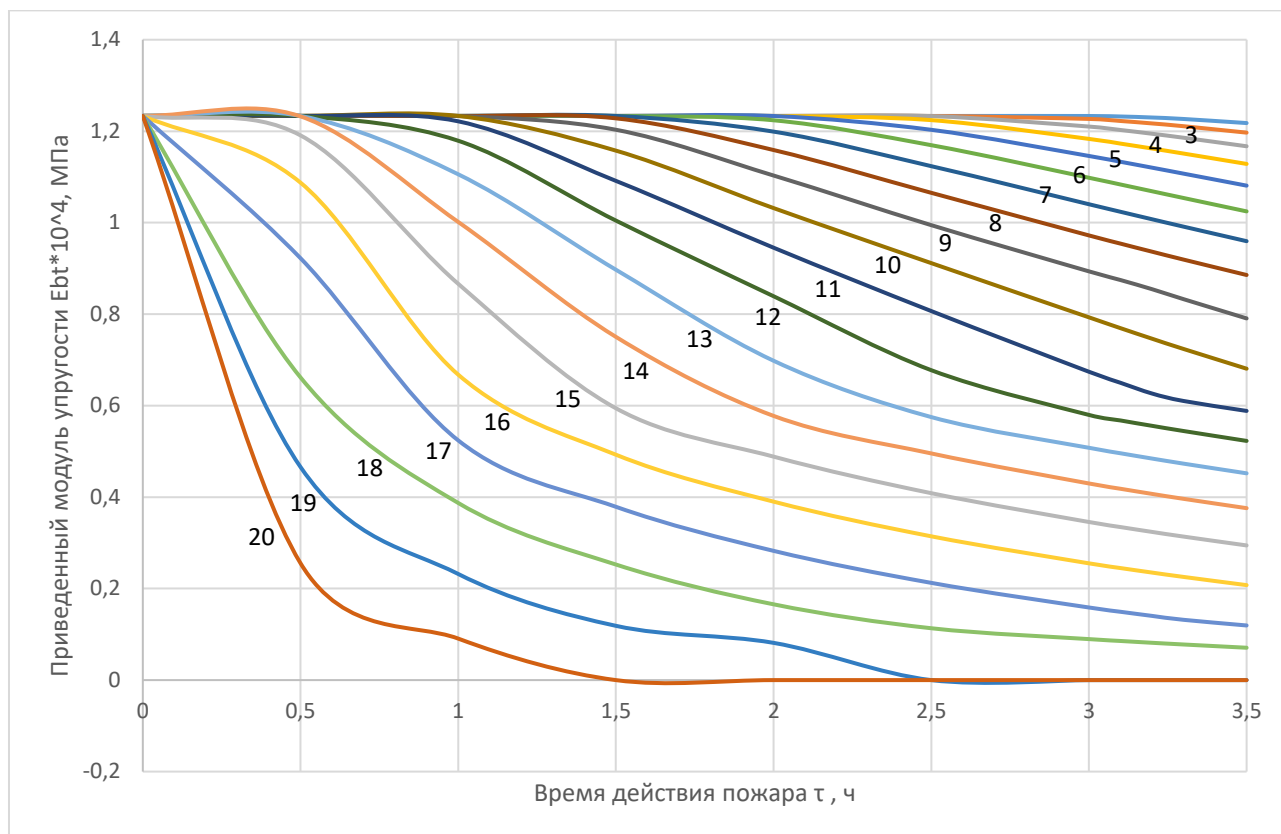


Рисунок 28. Влияние нагрева на приведённый модуль упругости слоёв бетона в зависимости от времени действия пожара

Как видно из приведённых графиков, для слоев №20 и №19, для которых характерен наибольший нагрев, происходит разрушение в моменты времени 1,5 ч и 2,5 ч соответственно. Слои, расположенные около необогреваемой поверхности конструкции, имеют значения нормативного сопротивления сжатию и модуля упругости близкие к начальным значениям. По мере удаления слоев от необогреваемой поверхности, то есть при повышении температуры нагрева, данные характеристики начинают снижаться.

2.4. Статический расчёт

Для учёта высокотемпературного воздействия пожара внесём изменения в таблицу, представленную на рисунке 14.

Заменим расчётное значение сопротивления бетона сжатию $R_b=14,5$ МПа на нормативное значение $R_{bn}=18,5$ МПа и расчётное значение предела текучести арматуры $R_s=435$ МПа на нормативное значение $R_{sn}=500$ МПа.

Введём столбец №8, в который должны заноситься коэффициенты β_b для бетона и β_{st} для арматуры, и столбец №11 для занесения коэффициентов условий работы арматуры и бетона γ_{st}, γ_{bt} .

В столбце №10 считаются модули упругости бетона и арматуры с учётом изменчивости их свойств при воздействии температуры.

В столбце №12 считаются нормативное сопротивление бетона сжатию и нормативный предел текучести арматуры при высокотемпературном воздействии пожара.

Для бетона:

$$E_{bt} = E_b \cdot \beta_b , \quad (2.21)$$

$$R_{bnt} = \gamma_{bt} \cdot R_{bn} , \quad (2.22)$$

Для арматуры:

$$E_{st} = E_s \cdot \beta_s , \quad (2.23)$$

$$R_{snt} = \gamma_{st} \cdot R_{sn} \quad (2.24)$$

Общий вид расчётной таблицы с учётом изменчивости свойств бетона и арматуры представлен на рисунке 29. Внесённые изменения выделены в таблице зелёным цветом.

бетон		Арматура														
Eb,ред, МПа	Eps_b	d, мм	Rsn, МПа	epsilon_b		epsilon_t								N, kN	M, kNm	
1,23E+04	-0,0035	12	500	0,006319555		-0,0035								5,32E-06	-20,48146	
Rbn, МПа	Eps_bt	n, шт	Es, МПа													
18,5	0,0015	5	2,00E+05													
Rbtn, МПа																
0																

Определим предельный момент, воспринимаемый сечением в условиях действия пожара, путём последовательных приближений. Для этого для каждого момента времени будем подставлять в 9 и 11 столбец расчётной таблицы коэффициенты:

γ_{bt}, β_b , представленные на рисунках 25, 26 - для бетона,

γ_{st}, β_s , представленные на рисунке 15- для арматуры.

и вычислять значение изгибающего момента $M_{ult,t}$, которое воспринимает сечение в заданный момент времени действия пожара.

Результаты расчёта сведены в таблицу, представленную на рисунке 30.

τ	M, кНм
0	-28,08963303
0,5	-28,08963311
1	-28,06146947
1,5	-27,84489306
2	-27,59759562
2,5	-25,00490934
3	-21,2680855
3,1	-20,48146045
3,2	-19,72738978
3,3	-19,00365904
3,5	-17,63939753

Рисунок 30. Значения изгибающего момента для разных моментов времени действия пожара.

Расчёты определения изгибающих моментов, воспринимаемых сечением в различные моменты времени действия пожара, представлены в приложении Б.

На основе полученных данных построен график изменения изгибающего момента с течением времени, который представлен на рисунке 31.

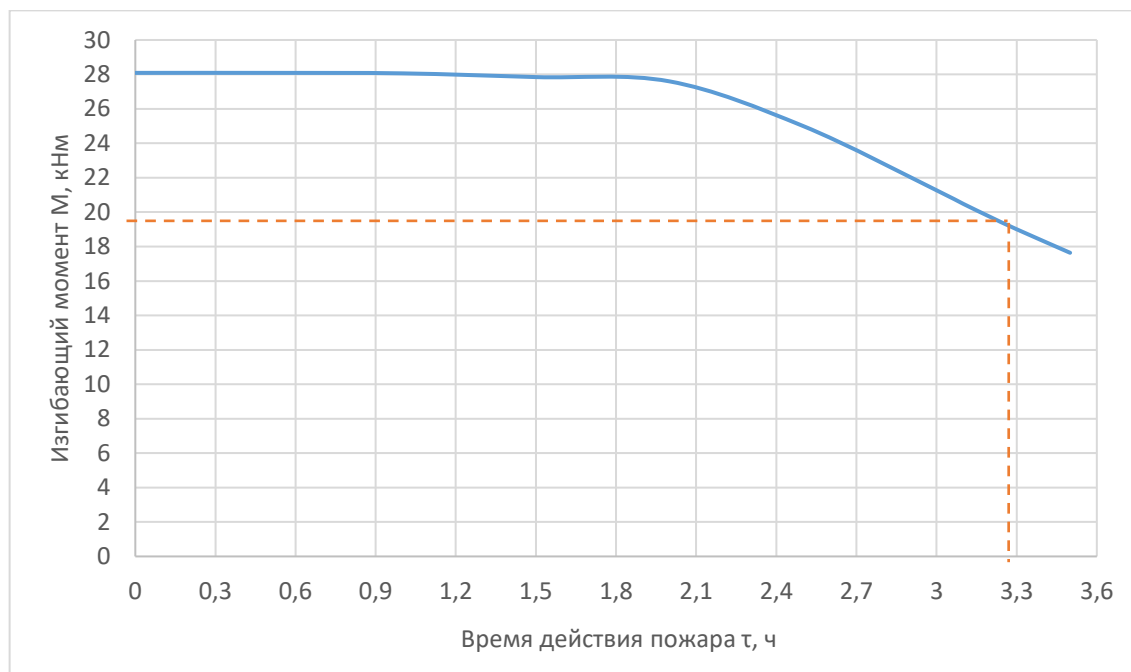


Рисунок 31. Изменение предельного изгибающего момента в зависимости от времени действия пожара

2.6. Анализ результатов

Исходя из результатов, полученных расчётом и графически, крайний момент времени, при котором выполняется условие (1.16) соответствует времени действия пожара 3,1 ч.

$$19,768 < 20,481 \text{ при } \tau_1 = 3,1 \text{ ч.}$$

Соответственно, можно сделать вывод, что предел огнестойкости по потере несущей способности составляет 190 минут, т.е. R190.

Произведём оценку предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности (I). Согласно графику, представленному на рисунке 8, для железобетонной плиты толщиной 200 мм из тяжелого бетона на силикатном заполнителе предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности составит не менее 300 минут, т.е. $I \geq 300$.

Оценим возможность наступления предела огнестойкости по потере целостности (E) вследствие хрупкого разрушения бетона при пожаре. Оценка производится для момента времени достижения предела огнестойкости по потере несущей способности $\tau = 3,1$ ч.

Как видно из рисунка 29 в момент времени $\tau = 3,1$ ч максимальное напряжение в бетоне $\sigma = 18,5$ МПа. В соответствии с графиком для оценки возможности хрупкого разрушения, представленным на рисунке 32, хрупкого разрушения бетона не наступает.

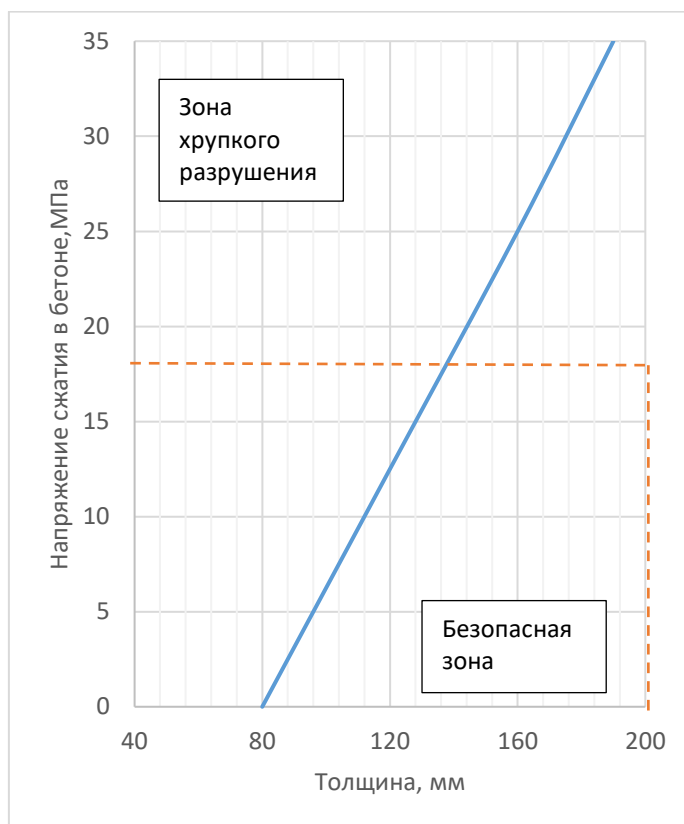


Рисунок 32. Оценка возможности хрупкого разрушения железобетонной плиты.

Оценим возможность наступления предела огнестойкости по потере целостности (Е) вследствие прогрева бетона по толщине элемента.

Согласно п.8.7 [9] для тяжёлого бетона на силикатном заполнителе за критическую температуру нагрева принимают 500°C .

На рисунке 33 представлен расчёт температуры нагрева бетона по сечению в момент времени $\tau = 3,1$ ч.

τ	α_{red}	ϕ_1	l	
3,1	0,00133	0,62	0,222432012	
x_i	x_i^*	r	r при условии $r \leq 1$	T
0,195	0,217611	0,978325	0,978325378	20,56374708
0,185	0,207611	0,933368	0,933367821	25,32781681
0,175	0,197611	0,888410	0,888410263	34,94272331
0,165	0,187611	0,843453	0,843452705	49,40846658
0,155	0,177611	0,798495	0,798495148	68,72504662
0,145	0,167611	0,753538	0,75353759	92,89246342
0,135	0,157611	0,708580	0,708580032	121,910717
0,125	0,147611	0,663622	0,663622475	155,7798073
0,115	0,137611	0,618665	0,618664917	194,4997345
0,105	0,127611	0,573707	0,57370736	238,0704983
0,095	0,117611	0,528750	0,528749802	286,492099
0,085	0,107611	0,483792	0,483792244	339,7645364
0,075	0,097611	0,438835	0,438834687	397,8878106
0,065	0,087611	0,393877	0,393877	460,861922
0,055	0,077611	0,348920	0,348920	528,686869
0,045	0,067611	0,303962	0,303962	601,362654
0,035	0,057611	0,259004	0,259004	678,889275
0,025	0,047611	0,214047	0,214047	761,266733
0,015	0,037611	0,169089	0,169089	848,495028
0,005	0,027611	0,124132	0,124132	940,574160

Рисунок 33. Расчёт температуры нагрева бетона по сечению
в момент времени $\tau = 3,1$ ч.

Как видно из рисунка 33, критической температуры нагрева достигают только первые шесть слоёв, расположенных вблизи обогреваемой поверхности. Следовательно, нарушения в структуре бетона не происходит, и плита не теряет свою целостность.

Следовательно, наступление предела огнестойкости по потере целостности в момент времени наступления предельного состояния по потере несущей способности не наступает, то есть можно прийти к выводу, что предел огнестойкости по потере целостности составляет не менее 190 минут, т.е. $E \geq 190$.

Таким образом, принимаем фактический предел огнестойкости для рассчитываемой железобетонной плиты REI190.

2.6. Решение теплотехнической задачи в ПК «ЛИРА-САПР»

Решим нестационарную задачу теплопроводности с помощью использования программных комплексов, и сравним полученные результаты.

Расчет производится с помощью модуля теплопроводность в ПК «ЛИРА-САПР 2022 R2», производства компании «Лира Сервис», Москва. В его основе положен метод конечных элементов в перемещениях. При решении данной задачи в качестве характеристик жесткостей выступают теплофизические характеристики бетона, а за перемещения принимаются значения температуры.

Согласно указаниям [9] триангулируем созданный контур сечения с шагом сетки узлов 0,01 м. На рис. 1 представлена схема полученного сечения.

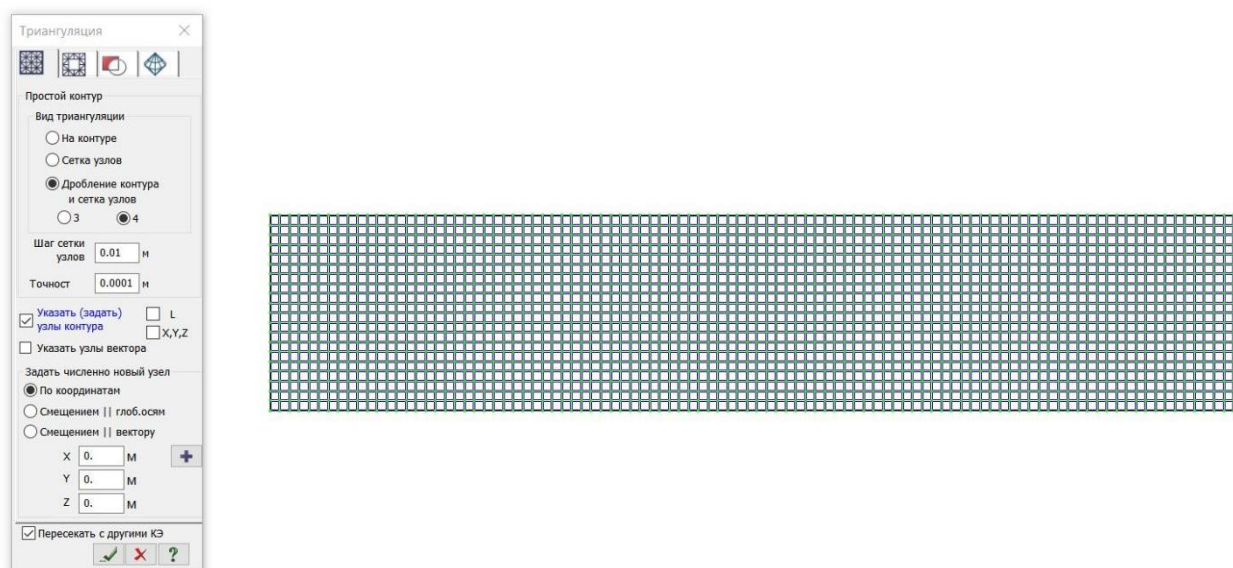


Рисунок 34. Схема сечения.

Для задания жёсткостей пластин необходимо рассчитать теплофизические характеристики бетона.

Для тяжёлого бетона на силикатном заполнителе:

$$\lambda = 1,2 - 0,00035T, \quad (2.25)$$

$$C = 0,71 + 0,00083T, \quad (2.26)$$

где T – температура нагрева бетона, °C.

Посчитаем характеристики бетона для температуры $T = 300^\circ\text{C}$ для лучшего соответствия номограммам, представленным в [23].

$$\lambda = 1,2 - 0,00035 \cdot 300 = 1,095 \text{ Вт/м}\cdot^\circ\text{C} = 1,095 \text{ Дж/с}\cdot\text{м}\cdot^\circ\text{C}$$

$$C = 0,71 + 0,00083 \cdot 300 = 0,959 \text{ кДж/ кг} \cdot ^\circ\text{C} = 959 \text{ Дж/ кг} \cdot ^\circ\text{C}$$

Толщину пластины принимаем $H = 100 \text{ см}$, удельный вес $R_0 = 23045 \text{ Н/м}^3$.

Задание жёсткости пластин представлено на рисунке 35.

Теплопроводность (пластины)

H 100 CM

K 1.095 Дж/(м*с*°C)

C 959 Дж/(кг*°C)

Ro 23045 Н/м3

Комментарий
бетон

Цвет
[Blue square]

[Green checkmark] [Red X] [Green question mark]

Рисунок 35. Создание жёсткости пластин.

Для учёта действия конвекции для стержней на обогреваемой стороне конструкции назначается 1555 тип конечных элементов - двухузловой КЭ конвективного теплообмена. Для назначения жёсткости необходимо определить коэффициент конвективного теплообмена α . Согласно [19] $\alpha = 25 \text{ ккал/ч} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} = 29 \text{ Дж/с} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$. Задание жёсткости стержней представлено на рисунке 36.

Конвекция (двухузловые) X

Н см

а Дж/(с*м2*°C)

Комментарий

Цвет 

Рисунок 36. Создание жесткости стержней на обогреваемой поверхности.

Создадим 7 загрузений, при этом, 2-5 загрузки оставляем пустыми.

В первом загрузении задаётся начальная температура 20°C конструкции, как внешняя нагрузка. Она назначается для каждого узла сечения. Задание нагрузок в первом загрузении представлено на рисунке 37.

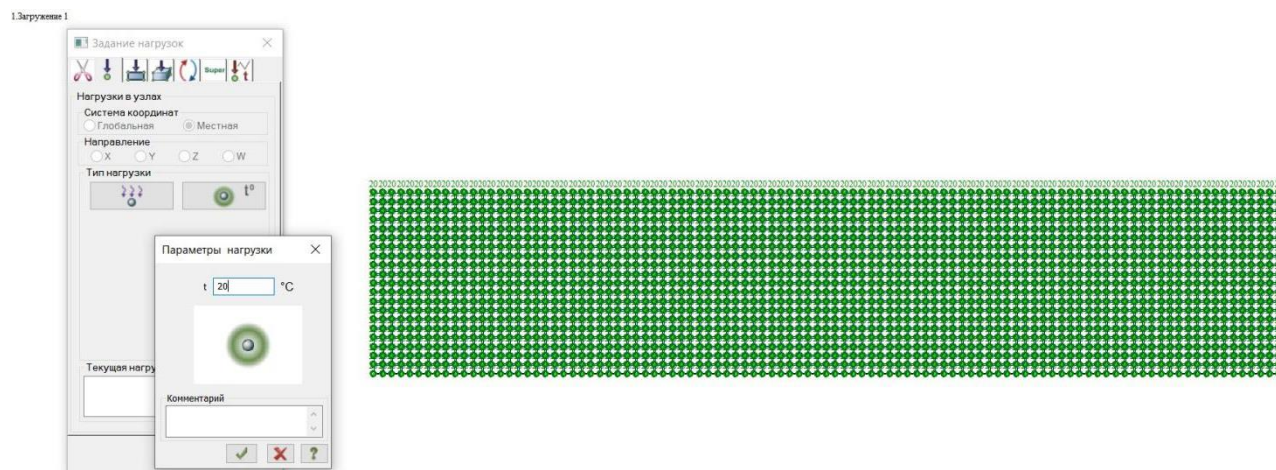


Рисунок 37. Задание нагрузки исходной температуры на узлы сечения.

В шестом загрузении задаётся температура 1°C для стержневых элементов конвекции. При задании графика температур при пожаре значение 1°C будет умножаться на температуру, соответствующую графику, и имитировать нагрев сечения. Задание нагрузок в шестом загрузении представлено на рисунке 38.

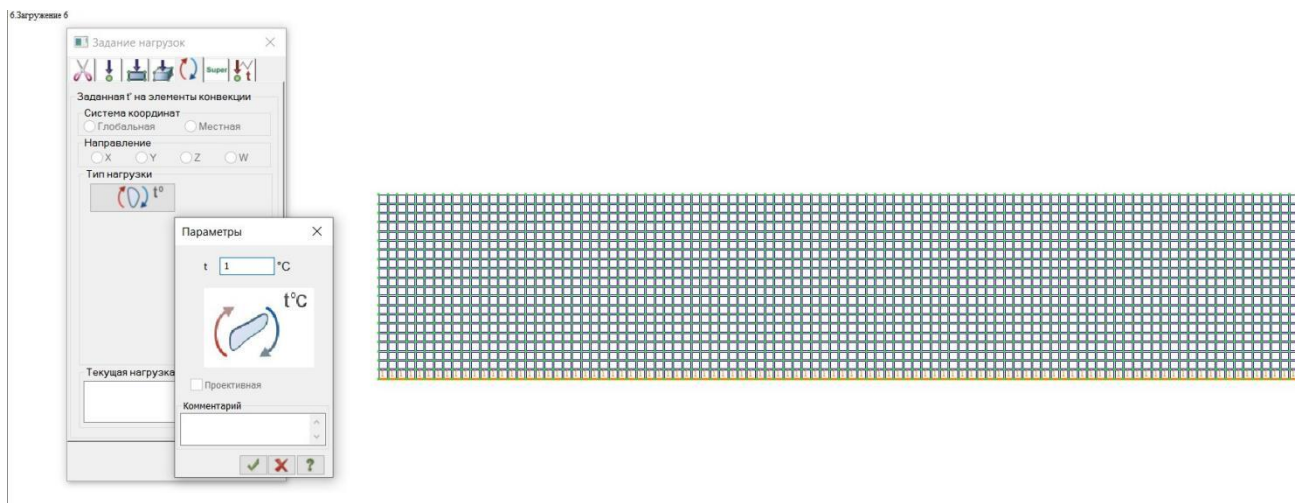


Рисунок 38. Задание нагрузки на пластины для учёта конвекции.

В седьмом загрузке задаётся нагрузка на ребра пластин обогреваемой поверхности, она учитывает действие лучистого теплового потока. Задание нагрузок в седьмом загрузке представлено на рисунке 39.

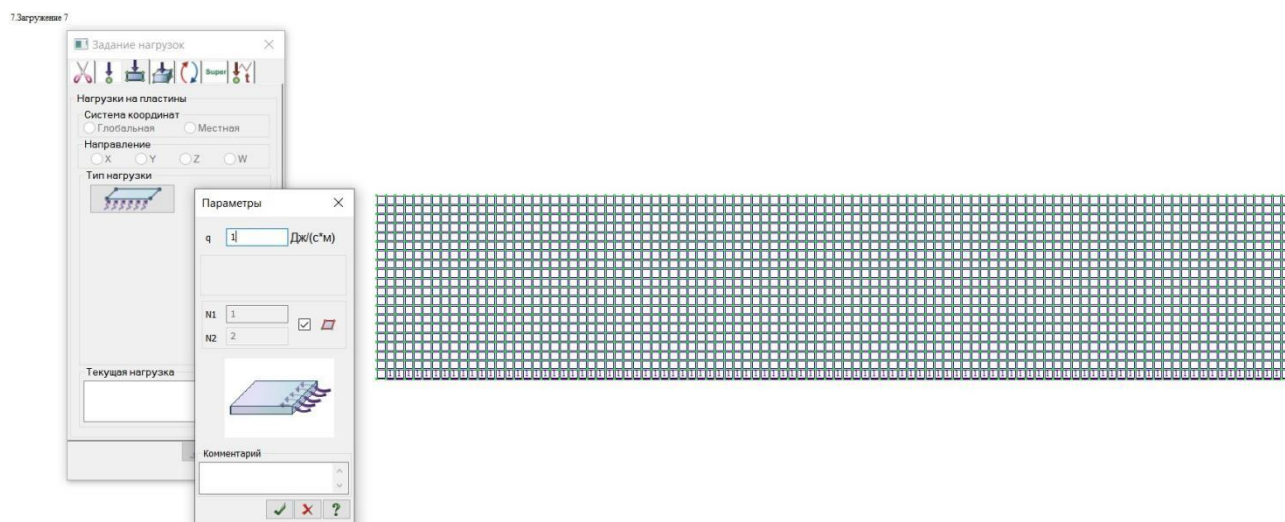


Рисунок 39. Задание нагрузки теплового потока на ребро пластины.

Задаём действие пожара с помощью диалогового окна динамика во времени, которое служит для преобразования статической узловой нагрузки в динамическую узловую. Создаём закон изменения температуры стандартного пожара по данным из таблицы 3, составленной на основе таблицы 6.1 [23]: вводим значение температуры, характерное для заданного времени действия пожара.

Температура среды в зависимости от времени огневого воздействия
стандартного пожара

Время, сек	t, °C	Время, сек	t, °C
0	20	4800	990
300	576	5400	1000
600	679	6000	1025
900	738	6600	1035
1200	781	7200	1049
1500	810	9000	1082
1800	841	10800	1110
2400	885	12600	1133
3000	915	14400	1153
3600	945	16200	1170
4200	970	18000	1186

Задание законов преобразования статической нагрузки в динамическую представлено на рисунках 40, 41. Для шестого нагружения выбираем закон преобразования -ломанный с произвольным шагом, для седьмого нагружения- тепловое излучение.

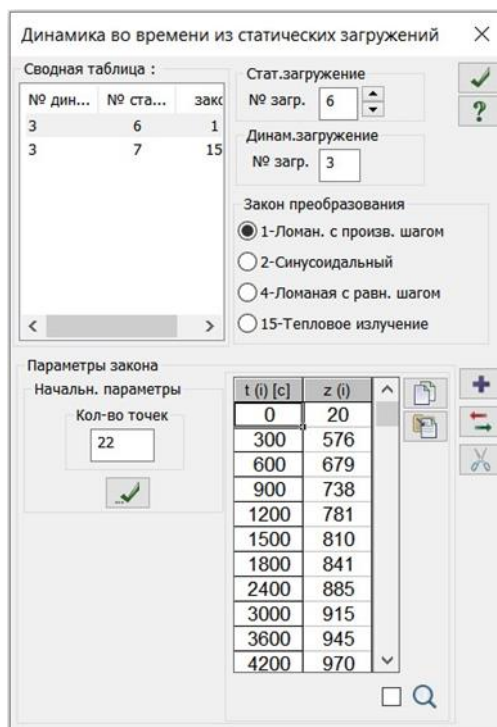


Рисунок 40. Задание динамической нагрузки для 6 нагружения.

Динамика во времени из статических нагрузений

Сводная таблица :

№ дина...	№ ста...	зак
3	6	1
3	7	15

Стат.загружение
№ загр. 7

Динам.загружение
№ загр. 3

Закон преобразования

☐ 1-Ломан. с произв. шагом
☐ 2-Синусоидальный
☐ 4-Ломаная с равн. шагом
☒ 15-Тепловое излучение

Параметры закона

Начальн. параметры

Кол-во точек
22

Коеф. поглощения
0.75

Коеф. излучения
1

Угловой коэффициент
1

t (i) [с]	T (i) [°C]
0	20
300	576
600	679
900	738
1200	781
1500	810
1800	841
2400	885
3000	915
3600	945
4200	970

Рисунок 41. Задание динамической нагрузки для 7 нагружения.

Зададим параметры динамики во времени и выполним расчёт.
Задание параметров динамики во времени представлено на рисунке 42.

Динамика во времени

×

☒ Выполнять расчет изменения температуры во времени

Номера загружений:

с динамическими нагрузками

3

с весами масс

2

с демпфирующими характеристиками

4

Параметры интегрирования

Шаг интегрирования

60

с

Время интегрирования

14400

с

Кол-во дроблений шага

1

Коэффициенты интегрирования

Автоматический выбор

Beta

0.5

Alpha

0.25

Для нелинейных итерационных элементов

Минимальное количество итераций

50

Точность итераций

1

%

Итерационный метод

Автоматический выбор

Результаты расчета

☐ Только перемещения

☐ Перемещения и усилия

☒ Перемещения, усилия и РСУ

☐ Реакции

Параметры расчетов при конструировании

Коэффициент ответственности

1

☐ Формировать группы РСУ для предыстории

Средний коэф. надежности по нагрузке

1.15

Средняя доля длительности

1

Группа РСУ для динамического нагружения

B1

☐ Учитывать динамическое нагружение для II ПС

Средний коэф. надежности по нагрузке

1

✓

✗

?

Рисунок 42. Задание параметров динамики во времени.

В результате проведённого расчёта можно получать изополя и мозаики температур в любой момент действия пожара.

Рассмотрим результат расчёта в полученный ранее момент времени достижения предела огнестойкости по потере несущей способности $\tau = 3,1$ ч.

На рисунках 43, 44 представлены изополя температур и фрагмент мозаики температур в момент времени $\tau = 3,1$ ч = 186 мин.

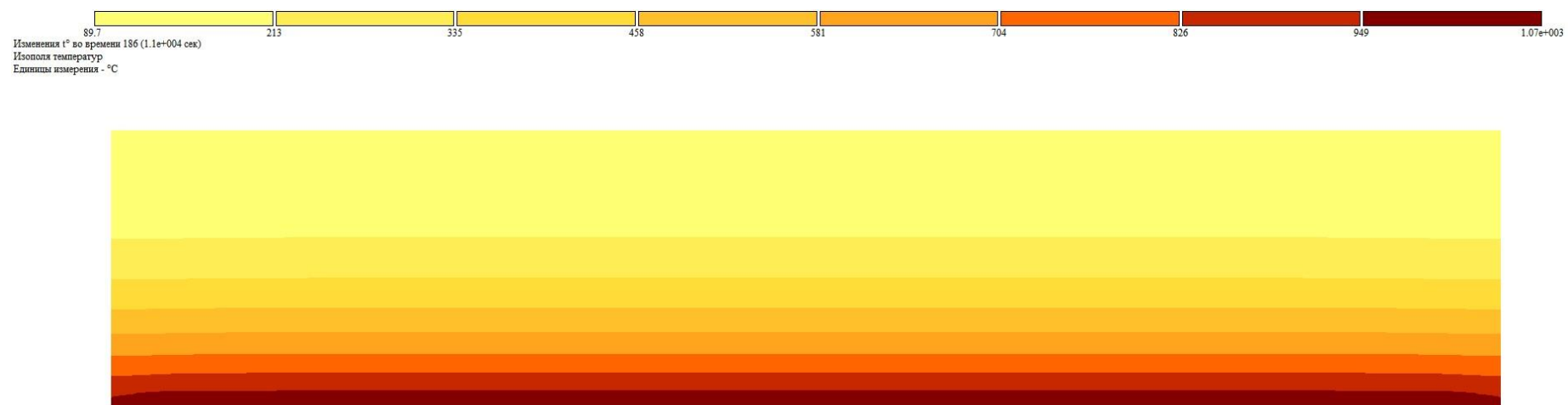


Рисунок 43. Изополя температур, полученные в результате расчёта в ПК «ЛИРА САПР».

2.7. Сравнительный анализ полученных результатов

Сравним результаты ручного расчёта, основанные на методике Ройтмана, с результатами, полученными в ПК «ЛИРА САПР». Для этого построим эпюры изменения температурных полей, в градусах Кельвина, в момент времени $\tau = 3,1\text{ч} = 186$ минут и сравним площади полученных фигур. Данные для построения эпюры температуры, полученные при ручном расчёте, взяты из таблицы, представленной на рисунке 23. Данные для построения эпюры по результатам автоматического расчёта взяты с мозаики температур, представленной на рисунке 44.

На рисунке 45 представлены эпюры температурных полей.

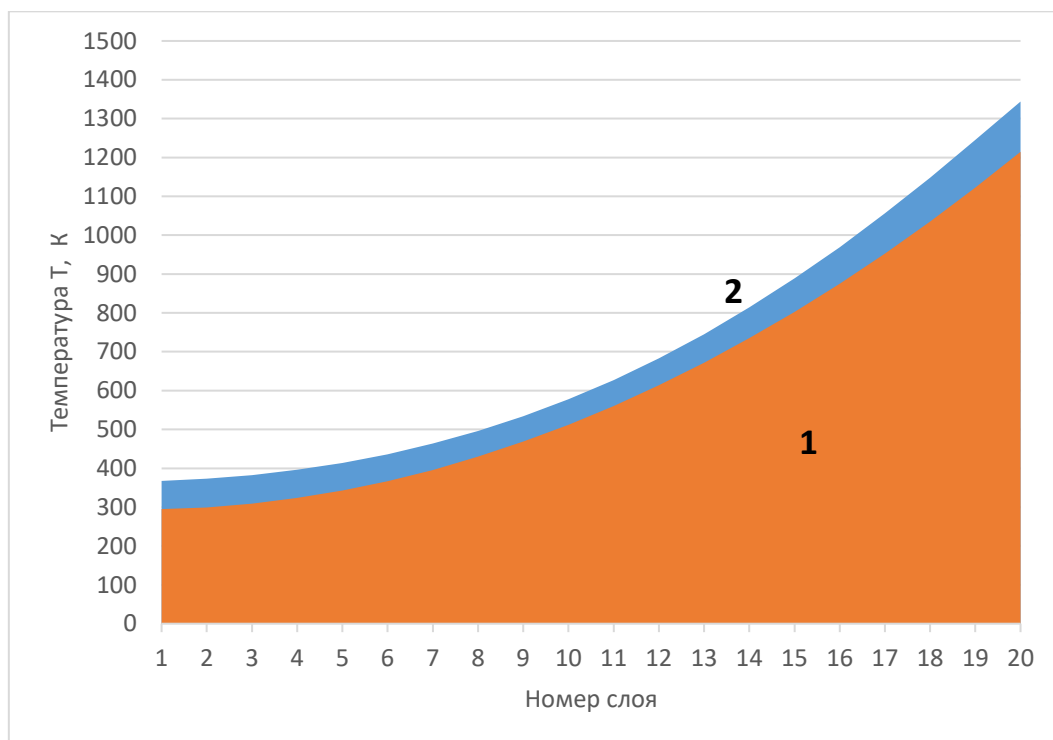


Рисунок 45. Эпюры температурных полей:

1- по данным ручного расчёта; 2- по данным из ПК «ЛИРА-САПР».

Как видно из рисунка 45, площади фигур совпадают с некоторой погрешностью.

Определим погрешность расчёта.

Температура слоя бетона, расположенного ближе всего к обогреваемой поверхности, из теплотехнического расчёта по методике Ройтмана: $T_1 = 1212 \text{ K}$.

Температура нижнего слоя бетона, полученная в ПК «ЛИРА САПР»: $T_2 = 1362 \text{ K}$.

$$\Delta = \left(1 - \frac{T_1}{T_2}\right) \cdot 100\% \quad (2.27)$$

$$\Delta = \left(1 - \frac{1212}{1362}\right) \cdot 100\% = 11,01\%$$

Температура слоя бетона, расположенного дальше всего от обогреваемой поверхности, из теплотехнического расчёта по методике Ройтмана: $T_3 = 292 \text{ K}$.

Температура верхнего слоя бетона, полученная в ПК «ЛИРА САПР»: $T_4 = 363 \text{ K}$.

$$\Delta = \left(1 - \frac{292}{363}\right) \cdot 100\% = 19,56\%$$

Величина полученной погрешности сравнительно небольшая, из чего следует, что расчет по методике Ройтмана можно считать достаточно точным.

Таким образом, несмотря на то, что ручной метод решения теплотехнической задачи обладает определённой неточностью, его применение хорошей альтернативой расчётам в программном комплексе.

Заключение

В ходе работы достигнуты следующие задачи:

- Изучены теоретические основы о температурных режимах пожаров, поведении железобетонных конструкций при стандартном пожаре, сведениях о влиянии высокой температуры на физико-механические свойства бетона и арматуры;

- Дано определение понятия предел огнестойкости, изложены особенности расчёта предела огнестойкости железобетонных конструкций, методы и рекомендации по его определению, основанные на трудах исследователей данной темы и требованиях нормативно правовых документов;

- Представлен метод расчёта предела огнестойкости, включающий в себя решение основных задач огнестойкости: теплотехнической и прочностной. На основе данного метода произведена оценка предела огнестойкости по потере несущей, теплоизолирующей способности и по потере целостности для железобетонной плиты;

- В ходе решения теплотехнической задачи огнестойкости дан анализ распределения температур по высоте сечения плиты и изменчивости свойств арматуры и бетона в условиях действия пожара;

- Произведён сравнительный анализ результатов решения теплотехнической задачи ручным методом и с помощью использования программного комплекса;

Таким образом, проведённое исследование позволило обобщить имеющиеся данные о расчётных методах определения пределов огнестойкости железобетонных конструкций и сделать следующие выводы:

- Пределы огнестойкости строительных конструкций определяются расчётными методами на основе положений нормативных документов,

однако представленных данных недостаточно для осуществления расчёта, поэтому необходимо использовать дополнительные сведения из других источников.

При использовании расчётных методов необходимо учитывать особенности работы конструкции при пожаре.

- Для повышения точности расчётов следует использовать методы моделирования процессов горения и теплового воздействия на конструкцию с помощью средств ЭВМ.

Полученные результаты полностью отвечают поставленной цели.

Представленный метод позволяет достаточно быстро и точно определить предел огнестойкости железобетонной плиты и может быть использован специалистами в области строительства и пожарной безопасности для оценки способности строительных конструкций противостоять воздействию огня.

Список литературы

1. Федеральный закон от 22.07.2008 N 123-ФЗ (ред. от 25.12.2023) "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности"
2. Федеральный закон от 21.12.1994 N 69-ФЗ (ред. от 19.10.2023) "О пожарной безопасности" (с изм. и доп., вступ. в силу с 01.01.2024)
3. ГОСТ 12.1.004-91 Система стандартов безопасности труда. Пожарная безопасность. Общие требования.
4. ГОСТ 30247.0-94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.
5. ГОСТ 30247.1-94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.
6. СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений.
7. СНиП 2.01.02-85 Противопожарные нормы.
8. СП 2.13130.2012. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты.
9. СП 468.1325800.2019. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности.
10. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003*.
11. Белов В. В., Семенов К. В., Ренев И. А. Огнестойкость железобетонных конструкций: модели и методы расчета // Magazine of civil engineering. – 2010. – Т. 16. – №. 6. – С. 58-61.
12. Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С., Яковлев А.Я. Огнестойкость зданий. — М.: Стройиздат, 1970,. 264 с.
13. Варламов А. А. Железобетонные и каменные конструкции // Расчет огнестойкости железобетонных конструкций: Учебное пособие/—Магнгорск: МГТУ им. ГИ Носова. – 2013.

- 14.Дубинская И.Ю., Редикульцев Е.А. Метод определения предела огнестойкости по потере несущей способности железобетонной плиты // Вестник науки.-2024-Т.2-№5 (74)-С.832-839
- 15.Ефименко А. З., Ройтман В. М. Исследование влияния температуры на теплопроводность бетонов // Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ. Московский Государственный строительный университет, 2008. Выпуск 1. С.22-24
- 16.Камлюк А.Н., Ширко А. В., Полевода И. И. Модели материалов арматуры и бетона для теплотехнических и прочностных расчетов на примере российского стандарта // Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. 2013. № 1(17). С. 104–116.
- 17.Леденев А. А., Перцев В. Т. Влияние процессов коррозии арматурной стали на долговечность и огнестойкость железобетонных конструкций //Современные проблемы гражданской защиты. – 2015. – №. 2 (15). – С. 15-19.
- 18.Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре.
- 19.МДС 21-2.2000. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. - Москва, 2000.
- 20.Пособие к СНиП II-2-80 по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов. Москва: Стройиздат, 1985. 55 с.
- 21.Ройтман В.М. Инженерные решения, по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. – М.: Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2016. 382с.
- 22.Ройтман М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве. - М.: Стройиздат,1985. - 390 с., ил.
- 23.СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. - Москва, 2006.
- 24.Федоров В. С. Основные положения теории расчета огнестойкости железобетонных конструкций //Жилищное строительство. – 2010. – №. 4– С. 29-32.

- 25.Ширко А. В. и др. Теплотехнический расчет огнестойкости элементов железобетонных конструкций с использованием программы среды Ansys //Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь. – 2013. – №. 2 (18). – С. 260-269.
- 26.Яковлев А.И. Основные принципы расчета пределов огнестойкости строительных конструкций // Огнестойкость строительных конструкций. – Москва.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. Вып. 8
- 27.Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. М.: Стройиздат - 1988. - 144 с.
- 28.Яковлев А.И., Ройтман В.М. Огнестойкость строительных конструкций: Учебн. пособие. - М.: МИСИ, 1979. - 114 с.,ил.
- 29.Anderberg Y, Thelandersson S. Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures: 2 Experimental Investigation and Material Behaviour Model // Bulletin 54. Sweden, Lund: Lund Institute of Technology 1976.
- 30.ISO 23932-1:2018-Fire safety engineering-General principles-Part 1:General
- 31.Roytman V. M., Pasman H. J., Lukashevich I. E. The Concept of Evaluation of Building Resistance against Combined Hazardous Effects “Impact-Explosion-Fire” after Aircraft Crash // Fire and Explosion Hazards: Proceedings of the Fourth International Seminar. — NI, UK, Londonderry, 2003. —P.283–293.
- 32.Youssef M. A., Moftah M. General Stress-Strain Relationship for Concrete at Elevated Temperatures // Engineering Structures, 2007. 29(10). P. 2618-2634.
- 33.Расчёт огнестойкости железобетонных конструкций с применением системы «Теплопроводность» в ЛИРА САПР / [Электронный ресурс] // ЛИРА СЕРВИС : [сайт]. — URL: <https://liraserv.com/kb/115/1281/?ysclid=lwdzzixhvz508571194> (дата обращения: 19.02.2024).
- 34.Теплотехнический расчет нестандартного железобетонного сечения в условии пожара с применением модуля «Теплопроводность» ПК Лира-САПР / [Электронный ресурс] // ЛИРА СЕРВИС : [сайт]. — URL: <https://rflira.ru/kb/115/1178/> (дата обращения: 19.02.2024)