



Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное общеобразовательное учреждение высшего профессионального
образования
«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»
Инженерно-строительный факультет
Кафедра: «Технология, организация и экономика строительства»

Магистерская диссертация допущена к
защите
Заведующий кафедрой, д.т.н., профессор

Н.И. Ватин

Родичева Анна Олеговна

**Предельное равновесие фрагмента
сталежелезобетонной конструкции при огневом
воздействии**

Магистерская диссертация

Направление: 270100 – Строительство

Руководитель:
руководитель группы конструкторов ОАО «ЛенжилНИИпроект» В.А.Рыбаков

Консультант: д.т.н., проф., Н.И.Ватин

Санкт-Петербург
2011



Ministry of education and science of the Russian Federation

State Educational Institution of Higher Professional Learning
Saint-Petersburg State Politechnical University

Faculty of Civil Engineering
Department «Technology, Organization and Economy of Construction»

Master thesis is allowed to a protection
Head of dept., University Professor, Dr. Sci.

N.I.Vatin

Rodicheva Anna Olegovna

**The limit equilibrium of the fragment
of composite structure with fire exposure**

Master thesis

Direction: 270100 – Civil Engineering

Supervisor: Head of the designers of "LenzhiNIIproekt" V. Rybakov
Consulter(s) (if any): Head of dept., University Professor, Dr. Sci., N.I.Vatin

Saint-Petersburg
2011

Содержание

| | |
|--|----|
| Содержание..... | 3 |
| Реферат..... | 5 |
| Введение | 6 |
| Глава 1. Обзор литературы и источников. Постановка задачи исследования..... | 9 |
| 1.1 Становление и развитие железобетонной и сталежелезобетонной индустрии..... | 9 |
| 1.1.1 История цемента и бетона | 9 |
| <i>Изобретение цемента</i> | 9 |
| 1.1.2 Появление бетона | 10 |
| 1.1.3 Появление железобетона..... | 10 |
| <i>Предшественники Жозефа Монье</i> | 10 |
| <i>Открытие Жозефа Монье</i> | 11 |
| <i>Последователи Монье и новые железобетонные конструкции</i> | 13 |
| Появление на строительном рынке сталежелезобетонных перекрытий..... | 15 |
| 1.2 Основные термины и понятия в области огнестойкости..... | 16 |
| 1.2.1 Огнестойкость и предел огнестойкости | 16 |
| 1.2.2 Степень огнестойкости | 18 |
| 1.2.3 Актуальность проблемы оценки огнестойкости..... | 19 |
| 1.3 О «Техническом регламенте о требованиях пожарной безопасности»..... | 19 |
| 1.3.1 Цели и задачи регламента | 19 |
| 1.3.2 Риски и декларирование..... | 20 |
| 1.3.3 Нововведения регламента..... | 21 |
| 1.4 Нормативные и расчетные характеристики арматуры и бетона | 21 |
| 1.4.1 Нормативные и расчетные характеристики бетона | 22 |
| 1.4.2 Нормативные и расчетные характеристики арматуры | 23 |
| 1.5 Понятие и классификация сталежелезобетонных перекрытий и настилов..... | 24 |
| 1.5.1 Профилированный настил | 24 |
| 1.5.2 Конструкция сталежелезобетонного перекрытия..... | 25 |
| 1.6 Общая методика расчета сталебетонных элементов..... | 27 |
| 1.6.2 Определение действующих нагрузок..... | 28 |
| 1.6.3 Расчет профилированного настила | 28 |
| 1.6.4 Расчет железобетонной плиты..... | 29 |
| 1.6.5 Определение прогиба | 32 |
| 1.7 Поиск научного решения проблемы расчета сталежелезобетонных перекрытий на огнестойкость в действующих нормах и стандартах | 33 |
| 1.7.1 Методика расчета на огнестойкость железобетонных конструкций А.Ф.Милованова..... | 33 |
| 1.7.2 Температурный момент | 35 |
| 1.7.3 Расчеты по огнестойкости в зарубежных нормах и пособиях | 35 |
| 1.7.3.1 Расчетные характеристики материалов | 37 |
| 1.7.3.2 Анализ конструкций | 38 |
| 1.7.3.3 Прочностные и деформационные характеристики материалов при повышенных температурах..... | 38 |
| 1.7.3.4 Вычисление изгибающих моментов..... | 41 |
| 1.7.3.5 Расчет огнестойкости..... | 42 |
| 1.7.4 Расчет по рекомендациям “The fire resistance of composite floors with steel decking», изданным The Steel Construction Institute..... | 45 |
| 1.7.4.1 Армирование | 47 |
| 1.7.4.2 Противопожарное проектирование..... | 48 |
| 1.7.4.3 Упрощенный метод..... | 49 |
| 1.7.5 Краткий сопоставительный анализ и сравнение евронорм с нормами Российской Федерации..... | 49 |
| 1.8 Научные работы и диссертации отечественных и зарубежных исследователей на тему огнестойкости сталежелезобетонных перекрытий..... | 51 |
| 1.9 Выводы по Главе 1. Постановка задачи исследования..... | 55 |
| Глава 2. Теоретические исследования..... | 56 |

| | | |
|----------------------------------|--|------|
| 2.1 | Описание модели исследования | 56 |
| 2.1.1 | Требования к материалу сталебетонного перекрытия | 56 |
| 2.1.2 | Выявление набора показателей, характеризующих объект исследования.... | 56 |
| 2.2.1 | Сводная таблица по исследуемым моделям | 62 |
| 2.3.1 | Расчет на огнестойкость по Пособию к СТО 36554501-006-2006 | 62 |
| 2.3.1.1 | Пример расчета для Модели 1..... | 62 |
| 2.3.1.2 | Сводная таблица результатов расчета моделей..... | 69 |
| 2.3.2 | Расчет на огнестойкость по Eurocode-4 «Design of composite steel and concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design»..... | 71 |
| 2.3.2.1 | Пример расчета для Модели 2..... | 71 |
| 2.3.2.1 | Сводная таблица результатов расчета моделей..... | 76 |
| 2.3.3 | Расчет на огнестойкость по рекомендациям “The fire resistance of composite floors with steel decking», изданным The Steel Construction Institute | 78 |
| 2.3.3.1 | Пример расчета Модели 1..... | 78 |
| 2.3.3.2 | Сводная таблица результатов расчета моделей..... | 82 |
| 2.3.4 | Расчет сталежелезобетонного перекрытия методом конечных элементов..... | 7182 |
| 2.4 | Выводы по Главе 2 | 84 |
| Глава 3. | Экспериментальные данные | 85 |
| 3.1 | Методика проведения испытаний и результаты | 85 |
| 3.1.1 | Испытания в Великобритании | 85 |
| 3.1.2 | Испытания в России..... | 89 |
| 3.2 | Выводы по Главе 3 | 90 |
| Глава 4. | Выводы по работе | 91 |
| Заключение | | 92 |
| Список использованных источников | | 94 |
| Приложения | | 101 |

Реферат

УДК 691.328-42

Работа содержит 103 страницы, 39 рисунков и 19 таблиц.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, сталежелезобетонные конструкции, профилированный лист, арматура, перекрытие, огнестойкость, предел огнестойкости, температура, предельный момент.

На данный момент одним из наиболее актуальных вопросов является обеспечение огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. В Российской Федерации для расчета сталежелезобетонной конструкции на огневое воздействие существует СТО 36554501-006-2006. В европейских странах уже много лет действует технический кодекс Eurocode-4; институты, занимающиеся конструкциями, издают ряд рекомендаций по расчету.

В работе описаны 3 методики расчета сталежелезобетонного перекрытия на огнестойкость, проведено их сравнение. Рассмотрены 3 модели перекрытий с различными параметрами для выявления соответствующих зависимостей и создания алгоритма расчета. Выявлены частные коэффициенты для расчета на огневое воздействие по европейским нормам на территории Российской Федерации.

Keywords: reinforced concrete structures, steel-concrete constructions, profiled sheet, reinforcement, slab, floor, fire resistance, temperature.

Abstract

Nowadays the one of the most actual questions become providing fire protection facilities of reinforced concrete. More than 10 years in European countries acts the Eurocode-4 and other recommendations. In our country we have only one method of calculation - STO 36554501-006-2006. This work is devoted to compare all this algorithms.

Введение

Мировая тенденция увеличения числа техногенных и природных катастроф, обусловленная усложнением всех сфер функционирования общества, требует вести постоянный поиск эффективных мер защиты жизни и здоровья человека и его среды обитания [29].

На настоящий момент пожар является одним из самых страшных бедствий, которое приносит огромные убытки и разрушения, уносит множество человеческих жизней. В истории человечества случались пожары, которые уничтожали целые города (Рим (70 г. до н.э.), Лондон (1666 г.), Москва (1812 г.), Гамбург (1842 г.), Сан-Франциско (1906 г.)). И в наши дни, как показывает статистика, количество пожаров не только не уменьшается, несмотря на технический прогресс, но иногда именно благодаря ему – увеличивается [29].

Согласно статистическим данным МЧС, в России за 2010 год произошло 179 тыс. 98 пожаров, при которых погибло свыше 12 тыс. 983 человека, получили травмы 13 тыс. 67 человек. Безусловно, в результате этих пожаров были уничтожены сотни строений, множество техники и был нанесен огромный материальный ущерб. [92]

Известно также, что ежегодные убытки от пожаров в развитых странах составляют примерно 2% их национального дохода [80], в связи с чем там систематически выделяют средства на исследование огнестойкости железобетонных и сталебетонных конструкций.

Недавние громкие события (пожар в клубе «Хромая лошадь» в Перьми в декабре 2009, пожар в Троицком соборе в Санкт-Петербурге в 2006, пожар в Псковском Кремле в апреле 2010 и т.д.) показали, что пожарной безопасности сейчас в России уделяется недостаточное внимание. После трагедии в «Хромой лошади» начались массовые проверки на предмет пожарной безопасности точек распространения пиротехники, культурно-массовых заведений, предприятий общепита и досуга вместимостью более 50 человек. В ходе проверок было выявлено множество нарушений в области пожарной безопасности во многих заведениях по всей стране.

В связи с участвовавшими пожарами, во всех регионах Российской Федерации у органов государственной экспертизы повысились требования к пожарной безопасности, что повлекло за собой тщательную проверку п. 6 «Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности», являющегося необходимым разделом проектирования (согласно Постановлению Правительства N87 от 16 февраля 2008 года). Данное обстоятельство повлекло за собой необходимость в некоторых научных разработках в области расчетов по огнестойкости и огнесохранности строительных конструкций, потому как ни одно противопожарное мероприятие не даст положительного эффекта, если при пожаре не будет гарантирована соответствующая защита несущей системы здания от обрушения, обеспечиваемая именно *огнестойкостью* строительных конструкций [29].

На настоящий момент в строительстве, в виду ряда преимуществ (см.п.1.1), начинают все чаще использовать сталебетонные перекрытия (СБП). В России для них пока существует только одна методика расчета на огневое воздействие - по Справочнику Милованова к СТО 36554501-006-2006 [23]. В Европейских странах для расчетов огнестойкости СБП существует норматив Eurocode 4 «Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2. General rules. Structural fire design» [36] Так же существуют различные рекомендации, в том числе «The fire resistance of composite floors with steel decking» [41], изданные The Steel Construction Institute.

Целью данного исследования является оценка возможности использования европейских норм по расчету огнестойкости сталежелезобетонных перекрытий и их адаптация на территории Российской Федерации.

В ходе достижения данной цели поставлены и решены следующие задачи:

1) Рассмотрение предельного равновесия трех фрагментов сталежелезобетонных балочных перекрытий, отличающихся между собой рядом параметров (высота профиля, диаметр верхней и нижней арматуры, нагрузка), по методике, предложенной в нормах, действующих на настоящий момент на территории Российской Федерации [23]; подбор геометрических и физических характеристик конструкции под заданную нагрузку;

2) Рассмотрение предельного равновесия указанных выше фрагментов перекрытий по методике, предложенной в Еврокоде-4 [36]; подбор частных коэффициентов, позволяющих максимально соответствовать методикам друг другу;

3) Рассмотрение предельного равновесия указанных выше фрагментов перекрытий по методике, предложенной в рекомендациях «The fire resistance of composite floors with steel decking» [41], изданных The Steel Construction Institute;

4) Исследование фрагмента сталежелезобетонного перекрытия методом конечных элементов.

Наиболее существенные научные результаты, полученные лично автором

В работе были подобраны частные коэффициенты переменного действия для использования Еврокода-4 на территории Российской Федерации на равне с Пособием Милованова. Так же был составлен алгоритм расчета сталежелезобетонных перекрытий на огневое воздействие.

Оценка достоверности и обоснованности научных результатов и выводов

Теоретические и экспериментальные результаты получены с использованием проверенных и утвердившихся в практике исследования методов:

- Аналитические и полуаналитические методы
- Численные методы

Достоверность научных результатов и выводов подтверждается результатами испытаний, проведенными ООО «Центр испытаний и сертификации НИИЖБ-Полигон» в 2007г [74] и Компанией British Steel, при поддержке Центра по исследованию пожаров (Fire Research Station) в 1995 году [41].

Значение полученных результатов для практики

Практическая ценность работы заключается в разработке инженерной методики расчета обеспечения предела огнестойкости сталежелезобетонной конструкции по несущей способности. Новые результаты инженерной методики получены при помощи разработанных алгоритмов и программ расчета, построенных в безразмерных параметрах, которые также самостоятельно могут быть использованы в расчетах.

Рекомендации об использовании результатов диссертационного исследования

Результаты работы рекомендуется использовать при проектировании зданий различных категорий пожарной опасности с применением сталежелезобетонных перекрытий.

Апробация работы

Результаты работы были представлены на XXXIX Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2010г.

Публикации:

1. Коломийцев Д.Е., Родичева А.О., Рыбаков В.А. Экспериментальное определение огнестойкости междуэтажных перекрытий на основе стальных тонколистовых профилей // XXXIX Неделя науки СПбГПУ: Материалы международной научно-практической конференции. Ч.1. СПб.: Изд-во Политехн.ун-та – 2010 – с.194-197.
2. Коломийцев Д.Е., Родичева А.О., Рыбаков В.А. Определение огнестойкости фрагментов междуэтажного перекрытия на основе стальных С-образных профилей // Инженерно-строительный журнал - 2010 - 8 (18) - с.32-37.
3. Коломийцев Д.Е., Родичева А.О., В.В.Феофанов. Огнестойкость междуэтажного перекрытия на основе стальных С-образных профилей// Мир строительства и недвижимости – 2011 – 38 – с.46-50.

Глава 1. Обзор литературы и источников. Постановка задачи исследования

1.1 Становление и развитие железобетонной и сталежелезобетонной индустрии

1.1.1 История цемента и бетона

Изобретение цемента

До изобретения современного цемента, люди многие века пользовались различными вяжущими, как правило, состоящими из глины, гипса или извести. В основном, они применялись при кладочных и штукатурных работах. Современные строители и по сей день для этих целей используют либо известковый, либо цементный раствор. Альтернативы цементным и известковым растворам, сопоставимой по цене и качеству, пока еще не нашлось (гипсовые сухие смеси более дороги, менее влагостойки, и из-за этого их применение во внешней отделке ограничено).

По современным научным данным, найденные археологами первые образцы бетона были изготовлены чуть ли не 7500 лет до нашей эры. Однако речь скорее идёт не о каких-то значимых сооружениях, а об отдельных бетонных элементах сохранившихся до наших дней. Самыми успешными в монолитном бетонировании оказались римляне. Уже около тысячи лет назад ими были возведены бетонные конструкции, сохранившиеся до сегодняшнего времени именно в виде конкретных сооружений. Но, к сожалению, технология изготовления того цемента была утеряна, и со временем исследователи стали искать новые решения этой задачи.

В 1796 году англичанин Джеймс Паркер путём обжига глины с известью получил цемент. Тогда он получил название "романцемент". Главное его отличие от современного портландцемента в том, что обжиг сырья производился при температуре примерно 800-900 градусов. Современный портландцемент получают из клинкера прошедшего термообработку температурой его спекания (то есть, 1400-1500 градусов Цельсия). Но свойства романцемента не удовлетворили потребностей строителей, и исследования продолжились.

В 1824 году англичанин Джозеф Аспдин и в 1825 Егор Челиев заявили об изобретении нового вяжущего – цемента (разработки велись независимо друг от друга). В последствии именно этот вид цемента и был назван портландцементом.

В 1825 году Челиев обобщил технологию производства и применения цемента и выпустил свою книгу "Полное наставление, как готовить дешёвый и лучший мертель, или цемент, весьма прочный для подводных строений, как то: каналов, мостов, бассейнов и плотин, подвалов, погребов и штукатурки каменных и деревянных строений". Сам же цемент, созданный Челиевым, уже с 1813 года активно использовался в строительстве различных сооружений и даже при реконструкции и восстановлении Москвы, разрушенной пожаром. Одним из главных объектов, где использовался цемент Челиева, был Московский Кремль.

Полученный тогда портландцемент, его рецептура и основные стадии производства применяются по сей день (с доработками и улучшениями). [94]

1.1.2 Появление бетона

Изобретение цемента и дальнейшее его смешивание со щебнем (гравием), песком и водой, позволило получить инновационный строительный материал, названный бетоном.

В современном понимании к бетонам относятся все виды смесей на цементном вяжущем с добавлением мелких и крупных заполнителей.

Это был уже не древний римский бетон. Это был новый материал, с гораздо лучшими свойствами и характеристиками. Новый бетон не боялся влаги, был стоек к морозу, огню и т.д.

Потребовалось совсем немного времени, и бетон стал широко употребляться в строительной отрасли, а всё благодаря его важнейшим свойствам: долговечности, жесткости, огнестойкости, прочности на сжатие и водостойкости. Но одно отрицательное свойство ограничивало его использование, а именно - слабая устойчивость изделий из бетона к нагрузкам на растяжение.

Как правило, в связи с такими характеристиками, бетон применяли для строительства перегородок и небольших по размеру пролетов. В то время основным материалом в несущих конструкциях было железо, но, несмотря на его отличные характеристики на изгиб, сжатие и растяжение, на открытом воздухе эти конструкции подвергались коррозии, а при температуре выше 500 градусов железо теряло свои основные качества, поэтому во время пожаров несущие конструкции гнулись и разрушались. Отсюда следовал вывод, что нужно искать новый материал для строительства.

А во второй половине 19 века особенно сильно возникла потребность в кардинально новом строительном материале. [94]

1.1.3 Появление железобетона

Предшественники Жозефа Монье

Практически в одно и то же время идея армирования бетонных конструкций металлом пришла в голову нескольким людям: французам адвокату Жану Луи Ламбо и инженеру Франсуа Куанье, парижскому садовнику Жозефу Монье, и английскому штукатуру из Ньюкасла Вильяму Уилкинсону.

Родиной железобетона по праву считается Франция. Французы обосновали этот факт тем, что в 1949 году отпраздновали столетнюю годовщину создания этого материала. Основанием послужил вошедший во многие строительные учебники эпизод: в 1849 году Жозеф Монье изготовил для садовых растений, обмазав каркас цементным раствором. Именно сочетание таких двух материалов стало называться железобетоном.

Но оказывается, еще в 1848 году французский адвокат по профессии Жан Луи Ламбо первым совместил цементный раствор и арматурную сетку - соорудил лодку из железобетона. Показанная в 1855 году на Парижской выставке, лодка Ламбо произвела настоящую сенсацию. Тогда Ламбо запатентовал судно из железобетона. Всего было построено три лодки по его проекту: одно такое плавсредство функционировало практически полвека, а два других были подняты со дна озера на юге Франции к столетию Парижской выставки.

На той же Парижской выставке выделился и другой француз - Франсуа Куанье, запатентовавший бетон, предназначенный для строительства зданий.

Этот материал замешивался с небольшим количеством воды в смесителе, который работал на конской тяге, и втрамбовывался в многократно используемые формы. В 1855 году Куанье получил патент и на метод армирования, предложив перекрестное размещение арматуры: ее следовало заводить во все четыре стены, на которые опирается железобетонное перекрытие. Кроме того, Куанье предложил возвести на все той же парижской выставке целый дом из бетона, обосновывая, что цемент, бетон и чугун пришли на смену камню.

Вклад Куанье в развитие железобетона огромен. В начале 1850-х годов целые кварталы Парижа застраивались в невероятно короткий срок благодаря использованию известкового бетона Куанье. В 1861 году он издал брошюру "Применение железобетона в строительном искусстве виноделия", где впервые указал на то, что бетон и стальные стержни в нем работают совместно. В 1864 году он выстроил первую железобетонную церковь в своем родном городке во Франции.

Спустя почти 20 лет появилась первая церковь из железобетона в Лондоне.

А в Англии на шести мостах, сооруженных в период с 1903 по 1926 год, имеются мемориальные доски, утверждающие, что именно этот мост является первым железобетонным мостом.

В это же время начал внедрять железобетон в Северной Англии штукатур Вильям Уилкинсон, получивший в 1854 году патент на конструкцию огнестойкого перекрытия из железобетона, состоящего из металлического "скелета", залитого бетоном (предшественник сталебетонного перекрытия). Причем для повышения прочности перекрытия полосы укладывали в нижней части сечения, а над опорами отгибали их в верхнюю часть. Десять лет спустя Уилкинсон построил в Ньюкасле небольшой домик, где из железобетона были сделаны не только стены и перекрытия, но также лестницы, ступени и даже дымовая труба - так на практике было доказано одно из тех качеств нового материала, которые и сделали его универсальным - способность принимать практически любую форму. Вполне вероятно, что Уилкинсон был первым, кто понял принцип рационального армирования железобетона. [60]

Открытие Жозефа Монье



Рисунок 1.1 Портрет Жозефа Монье

Огромный вклад в развитие железобетона сделал человек, не имеющий к строительному делу никакого отношения - французский садовник Жозеф Монье.

Монье, работая в Версальской садоводческой фирме, постоянно сталкивался с довольно банальной проблемой: обычные глиняные горшки и бочки для посадки растений были тяжёлыми, но при этом - довольно хрупкими. Упрочнение было возможно лишь за счёт увеличения толщины стенок. Но такая кадка, да ещё с землёй и растением становилась очень тяжелой. Деревянные же кадочки были недолговечными, быстро подгнивали от влаги и разрушались. Нужен был принципиально новый материал для изготовления кадок и горшков.

Примерно с 1861 года Жозеф Монье начал проводить свои первые опыты по изготовлению армированного железобетона.

В свою первую бетонную кадку Монье посадил небольшое апельсиновое дерево. Но тогда он не знал основных свойств неармированного бетона и вскоре обнаружил трещины на стенках сделанной кадочки.

Он решил спасти свою экспериментальную кадку от разрушения, и использовал «разработки» бондарей. По принципу стягивания металлическими обручами деревянной бочки, Монье обтянул свою кадку железным каркасом из проволоки.

Но вскоре, после многочисленных поливок проволока стала ржаветь, в результате диффузионных процессов ржавчина попала на саму бетонную чашу кадочки и стала образовывать рыжие пятна и подтеки на её поверхности.

Тогда Монье обмазал цементным раствором кадку уже вместе с проволокой. Внешний вид вернулся к самому первоначальному варианту. Но с тех пор стальная арматура из проволоки, внедренная в бетонную среду, стала основой всех последующих изобретений Жозефа Монье.

Именно уникальный союз металла и бетона позволил получить принципиально новый строительный материал – железобетон. Монье называл его «железоцемент». Принципы создания ЖБИ не изменились и по сей день: в конструкциях используется тот же цементный раствор или бетон, только вместо каркаса из проволоки - рифленая арматура.

16 июля 1867 Жозеф Монье получил патент на свои переносные садовые кадочки из металлического каркаса и цементного раствора.

В 1868 г. Монье соорудил в Майсонс-Алфорте небольшой железобетонный бассейн - это был первый ж/б бассейн в истории.

В том же 1868 году он получил патент на первые в мире железобетонные трубы и резервуар для жидкостей.

В 1869 г. он сделал патентную заявку на железобетонные плиты и перегородки. В том же 1869 он соорудил железобетонное перекрытие над своей экспериментальной мастерской.

Монье получил множество патентов связанных с армированным железобетоном:

- переносные садовые кадочки из железобетона (1867)
- укрепленные железом цементные трубы и бассейны (1868)
- железобетонные панели для фасадов домов (1869)
- мосты из железобетона (1873)
- железобетонные балки и шпалы (1878)
- общий патент на все предыдущие изобретения (1880)

Конечно, с точки зрения современной строительной науки, железобетон изобретенный Монье, нельзя назвать железобетоном в полном смысле этого слова.

Например, Монье размещал арматурный каркас из проволочной сетки в железобетонной плите в средней части массива бетона, хотя, наиболее эффективное расположение арматуры в ж/б перекрытиях в нижней части, потому что именно там происходит максимальное растяжение и провисание, и

именно там так не хватает сдерживающего бетон каркаса из арматуры. В связи с этим существует такой исторический факт:

В 1879 году Карл Вайс купил патент у Жозефа Монье, а через несколько лет Монье приехал в Берлин и был возмущен, увидев, что арматура в бетонных плитах перенесена из середины в нижнюю часть. "Кто, в конце концов, изобрел эту конструкцию?" — воскликнул он. "Вы, — спокойно ответил Вайс. — А я заставил ее работать". В 1886 году благодаря немецкому инженеру были досконально изучены и описаны свойства железобетона и выработаны первые нормы его применения. Только после этого он начал широко использоваться в строительстве. [94, 60]

Последователи Монье и новые железобетонные конструкции

В России одним из основателей железобетонной технологии стал профессор Артур Фердинандович Лолейт. Первый печатный труд А.Ф. Лолейта был опубликован в 1895 под названием: «Краткий очерк общей теории системы Монье и значение ее в области развития технических знаний». В начале века он возвел ряд сооружений из железобетона, в которых на практике применил свои изыскания в области теории сводов. На 2-м съезде русских зодчих в Москве 7 февраля 1895 году Лолейт выступил с докладом по расширению применения железа в России. Свой доклад он назвал "Система Монье. Ее применение, промышленное значение и вопросы, связанные с распространением железобетона".

В 1879 году права на использование системы Монье были приобретены в Германии, где фирма «Вэйсс и Фрейтаг» поставила проектирование железобетонных конструкций на научную основу.

В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций, а так же предложил ряд чертежей, на которых арматура вычерчена условно, будто бетон является прозрачным, а арматура хорошо видимой по всей толще бетона.

Большой вклад в развитие железобетонных конструкций сделал соотечественник Монье, Эжен Леон Фрейсине (1879-1962). Фрейсине построил первые большепролетные железобетонные мосты, из которых наиболее известен трех пролетный арочный мост Элорн в Плугастель, построенный в 1928-1929 гг. Пролеты этого крупнейшего по тому времени моста имели 180 м длины. Знаменитый инженер постоянно работал над усовершенствованием материала, из которого он возводил свои оригинальные конструкции.

В 1917 году он предложил увеличить несущую способность бетона путем уплотнения его механической вибрацией, а потом и вибропрессованием. Самым большим достижением Фрейсине следует считать изобретение предварительно напряженного бетона.

В 1928 г. Фрейсине предложил и осуществил изготовление сборных струнно-бетонных преднапряженных элементов. Идея такого метода проста: натянутые еще до укладки бетона стальные струны в готовом элементе возвращаются к своей первоначальной длине и вызывают в бетоне значительные сжимающие напряжения. Находясь в конструкции под соответствующей нагрузкой, такой элемент работает в некоторых местах на сжатие, а в других - на растяжение. Способ, предложенный Фрейсине, значительно увеличил несущую способность элементов. При возведении преднапряженных конструкций большое значение имеет анкеровка

натягиваемой арматуры. Сегодня повсеместно применяется конусная анкеровка, изобретенная Фрейсине.

А в 1868 году в деревне Свау была воздвигнута башня высотой 66 метров - самое высокое сооружение в мире из бетона в это время. Как ни странно, она была построена неким Петерсоном всего лишь для того, чтобы занять местных безработных. [60]

Искусство строительства бетонных сооружений быстро развивалось. Построенный в 1897 году железнодорожный виадук из бетона длиной 300 метров имел 21 пролет. Высота отдельных опор превышала 30 метров. Виадук находится в эксплуатации до сего времени при существенно возросших поездных нагрузках.

Первая железобетонная оболочка в 1910 году воздвигнута в Париже над вокзалом Де Берси.

В 1953 году Фрейсине разработал концепцию вантовых мостов, которые сейчас широко строятся во всем мире. Рекорд по длине пролета принадлежит мосту Нормандия в Гавре (853 метра). Фрейсине является основателем (в 1953 г.) и первым президентом Международной федерации по железобетону - ФИБ.

Французский архитектор О.Перре первым взялся за выявление эстетических свойств железобетона. В жилом доме в Париже, построенном в 1903 году с применением железобетонного каркаса, наружный фасад был выполнен с выступами, дающими ощущение развития архитектурного объема.

С началом первой мировой войны железобетон стал применяться в морском строительстве. Было построено много железобетонных судов в Норвегии, Великобритании и США. Одно из них, "Армистис", осуществляло регулярные рейсы между Ливерпулем и столицей Нигерии Лагосом в течение более 25 лет, а всего находилось на плаву более 50 лет. Американское железобетонное судно "Фейт" было первым, которое пересекло Атлантику в 1919 году. Самое крупное из построенных судов, "Селма", имело длину 128 метров.

После второй мировой войны П.Л. Нерви изобрел армоцемент, и строительство яхт из армоцемента стало весьма популярным. И не только яхт, но даже каноэ. Соревнования на каноэ из армоцемента, организуемые обществом по бетону, проводятся ежегодно в Англии, а раз в четыре года - и во время проведения конгрессов Международной Федерации по железобетону.

Во время Второй мировой войны англичане, опасаясь высадки немецких войск, построили вдоль побережья несколько сот железобетонных дотов, некоторые сохранились до сегодняшних дней.

В 1938 году получил практическое применение прогрессивный метод расчета железобетона на прочность по стадии разрушения, разработанный советскими учеными А. А. Гвоздевым, Я.В.Столяровым, В. И. Мурашевым и др. на основе предложений А. Ф. Лолейта. Первым крупным сооружением, выполненным из бетона и железобетона в Советском Союзе, была Волховская ГЭС.

Сегодня из железобетона делают плавучие и сухие доки, стояночные суда, причалы, пирсы, гигантские морские платформы для добычи нефти и газа. Только в Северном море их более 150 - таких как норвежский "Тролль", настоящих плавучих городов длиной до 100 м и весом 15 тыс. тонн. Сейчас для нефтедобычи в открытом море строятся еще более массивные сооружения, достигающие в длину и высоту сотен метров.[80]

В промышленном и гражданском строительстве железобетон используется и при устройстве фундаментов и свай (буронабивных, буроналивных), и в плитах перекрытий, и в оконных и дверных перемычках, в лестничных маршах,

колодезных кольцах, железобетонных трубах, коллекторах, при устройстве дорог и так далее.

Появление на строительном рынке сталежелезобетонных перекрытий

Научный прогресс в области строительных конструкций заключается в поиске новых соединений стали и бетона для их общей рациональной работы в строительных конструкциях. Такой конструкцией стал сталежелезобетон. Объединение нескольких материалов в единую сталежелезобетонную конструкцию дало возможность во многих случаях максимально использовать свойства стали и бетона, уменьшить затраты строительных материалов, повысить экономическую эффективность строительства.

Сталежелезобетонные конструкции появились позднее, чем стальные и железобетонные. В конце XIX века среди строителей бытовала мысль о том, что железные балки, заделанные в бетон (с целью повышения их огне- и коррозионной стойкости или из конструктивных соображений), имеют повышенную жесткость и прочность. Экспериментально это было подтверждено испытаниями, проведенными в Англии в 1923 г.

Существовало мнение, что стальные балки, облицованные бетоном по конструктивным соображениям или с целью увеличения огнестойкости, обладают увеличенной прочностью и жесткостью, в 1923 г. это было подтверждено проведенными в Англии испытаниями.

В 1929 году Каугей и Скотт в Англии и в 1935 году Фрейсине (как уже упоминалось ранее) во Франции впервые высказали мысль о желательности применения объединительных деталей для надежного использования совместной работы стали и железобетона.

В 1939 году в Швейцарии были запатентованы балки системы «Альфа», отличающиеся приваркой к верхнему поясу балок арматурных спиралей для объединения железобетона и стали. Балки данного типа впоследствии получили широкое распространение в сталежелезобетонных мостах. Спирали были в последствии вытеснены другими объединительными деталями, главным образом, в связи с неблагоприятными условиями приварки к стальным поясам. Ограниченное применение получили привариваемые на монтаже специальные арматурные зигзаги, отгибы, хомуты и наклонные анкеры из арматурной стали. Главным недостатком этих решений была большая трудоемкость ручной монтажной сварки.

Первые сталежелезобетонные мосты системы „Альфа“ были построены в Нью-Йорке и Швейцарии. В годы второй мировой войны и в послевоенные года, для соединения железобетонной части со стальной балкой начали использовать гибкие упоры в виде отрезков швеллеров и двутавров, а так же жестких упоров разных конструкций и стержневых анкеров. С середины 50-х годов стали применять решетчатые сталежелезобетонные пролетные системы, в которых железобетонные плиты работали вместе с верхними поясами ферм. При этом пролеты сталежелезобетонных мостов постоянно увеличивались. Например, Киевский Дорпроект в 1957 и 1961 гг. выпустил серии типичных проектов разрезных и неразрезных мостов пролетами от 40 до 80 метров. [68]

Использованию сталежелезобетонных конструкций в перекрытиях многоэтажных зданий способствовало появление и развитие конструкций с внешним листовым армированием.[80]

Начало внедрения изгибаемых железобетонных конструкций с внешней листовой арматурой относится к рубежу 40-ых и 50-ых годов прошлого столетия, когда стальной профнастил, использовавшийся ранее как несъемная

опалубка, был объединен с укладываемым поверх листа бетоном специальными связями с целью вовлечения листа в работу как растянутой арматуры.

В настоящее время в зарубежном строительстве применение стального профилированного настила для монолитных междуэтажных перекрытий с использованием его как опалубки и арматуры стало весьма распространенным при возведении многоэтажных зданий. В СССР выпуск профнастила начали с 1968 года, когда на Куйбышевском заводе «Электрощит» был освоен профилегибочный стан. Сегодня профилированный настил выпускают заводы в городах Челябинск, Самара, Киреевск, Орск, Хабаровск. С 1979 года начато применение профнастила в качестве несъемной опалубки при возведении монолитных железобетонных перекрытий по стальным балкам.[60]

Наиболее значительными постройками, в которых применялись сталежелезобетонные перекрытия, являются: здание аэропорта в Шереметьево в Москве, здание прессового корпуса АЗЛК, административно-гостиничный комплекс центра международной торговли в Москве, Красноярский завод тяжелых экскаваторов, административное здание Союза писателей РСФСР в Москве, здание Музея обороны в Севастополе, склад комбикормов промышленной птицефабрики в Челябинске, утилизационная котельная электродного завода в Челябинске и другие. Зарубежный опыт использования сталежелезобетонных перекрытий характеризуется такими многоэтажными сооружениями как Ту Тертл Крик Виллэджд, Парклэйн Тауэр, Хьюстон Лайтинг энд Пауэр Компэни Электрик Тауэр, Сире Тауэр в США и множество других. [60]

1.2 Основные термины и понятия в области огнестойкости

1.2.1 Огнестойкость и предел огнестойкости

Согласно Техническому регламенту [2], «здания и сооружения, выделенные противопожарными стенами и перекрытиями, подразделяются по степеням огнестойкости, классам конструктивной и функциональной пожарной опасности».

Под **огнестойкостью** строительных конструкций понимается их способность сохранять несущую и ограждающую способность в условиях пожара.

На основании многолетнего опыта испытаний строительных конструкций на воздействие пожара, в Международной организации по стандартизации (ИСО) был разработан специальный стандарт №834 на огневые испытания строительных конструкций. Многочисленные испытания строительных конструкций на огнестойкость позволили выявить основные причины и характер разрушения (при огневом воздействии) железобетонных, стальных, деревянных и др. конструкций, и особенности их прогрева в этих условиях. Необходимость решения комплекса научных и инженерных задач по оценке огнестойкости зданий и сооружений стимулировала развитие комплекса международных исследований, результаты которых сложились в теорию огнестойкости [33-36].

Одним из основных документов в области противопожарного проектирования конструкций является СТО 36554501-006-2006 «Правила по

обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций»[16].

Согласно Техническому регламенту, за *предел огнестойкости* железобетонных конструкций принимают время (в минутах) от начала огневого стандартного воздействия до возникновения одного из предельных состояний по огнестойкости:

- по потере несущей способности R конструкций и узлов (обрушение или недопустимый прогиб в зависимости от типа конструкций);
- по теплоизолирующей способности I - повышение средней температуры на необогреваемой поверхности до $160\text{ }^{\circ}\text{C}$ или в любой другой точке этой поверхности до $180\text{ }^{\circ}\text{C}$ по сравнению с температурой конструкции до нагрева, или прогрев до $220\text{ }^{\circ}\text{C}$ независимо от температуры конструкции до огневого воздействия;
- по целостности E - образование в конструкции сквозных трещин или сквозных отверстий, через которые проникают продукты горения или пламя;
- по достижению предельной величины плотности теплового потока (W);
- по дымогазонепроницаемости (S).

Для несущих железобетонных конструкций (балки, прогоны, ригели, колонны) предельным состоянием по огнестойкости является потеря несущей способности конструкции R .

В железобетонных конструкциях, в которых наблюдается хрупкое разрушение по сжато-растянутому бетону (колонны с малым эксцентриситетом, изгибаемые переармированные элементы), за потерю несущей способности принимается полное разрушение конструкции во время пожара.

Изгибаемые, внецентренно сжатые и растянутые с большим эксцентриситетом элементы характеризуются развитием больших необратимых деформаций арматуры и бетона, и за потерю несущей способности принимается развитие прогиба еще до того, как наступит полное разрушение.

Расчет предела огнестойкости железобетонной конструкции **по потере несущей способности R** состоит из теплотехнической и статической частей.

Теплотехнический расчет должен обеспечить время предела огнестойкости, по истечении которого арматура нагревается до критической температуры или сечение бетона конструкции сокращается до предельного значения при воздействии на нее стандартного температурного режима.

Статический расчет должен обеспечить защиту железобетонной конструкции от разрушения, а также от потери устойчивости при совместном воздействии нормативной нагрузки и стандартного температурного режима.

Предел огнестойкости железобетонной конструкции **по теплоизолирующей способности I** должен быть обеспечен теплотехническим расчетом. Найденные значения температуры на необогреваемой поверхности должны быть менее предельно допустимой температуры нагрева (см. п. 4.4 СТО).

Предел огнестойкости **по целостности E** (образование сквозных отверстий или сквозных трещин) возникает в железобетонных конструкциях из тяжелого бетона с влажностью более $3,5\%$ и из легкого бетона с влажностью более $5,0\%$ и плотностью более 1200 кг/м^3 , а также в плитах, стенах и стенках двутавровых балок при двустороннем нагреве бетона в расчетном сечении выше его критической температуры.

Потеря целостности при хрупком разрушении бетона резко снижает предел огнестойкости железобетонной конструкции, поэтому, в соответствии с

рекомендациями СТО, целесообразно применять бетоны с ограничением расхода цемента и с более низким коэффициентом температурного расширения заполнителя.

1.2.2 Степень огнестойкости

В качестве характеристики огнестойкости зданий в отечественных нормах используется понятие «степень огнестойкости» здания. Для установления соответствия огнестойкости зданий требованиям пожарной безопасности используются понятия «фактическая степень огнестойкости» здания и «требуемая степень огнестойкости» здания [29].

Фактическая степень огнестойкости здания определяется пределами огнестойкости его основных конструкций.

Требуемая степень огнестойкости характеризует такую степень огнестойкости здания, которую требуют строительные нормы и правила для удовлетворения условиям пожарной безопасности объекта. Показатели требуемой степени огнестойкости для зданий различного назначения приведены в СП [17, 18] для проектирования соответствующих зданий и определяются в зависимости от класса, категории здания по взрывопожарной и пожарной опасности, площади этажа или пожарного отсека, высоты здания или числа этажей, класса конструктивной пожарной опасности здания [2].

Согласно Техническому регламенту [2], здания и сооружения, а также их части, выделенные противопожарными стенами и перекрытиями (пожарные отсеки), подразделяются по степеням огнестойкости (табл. 1.1).

Таблица 1.1 Пределы огнестойкости железобетонных конструкций

| Степень огнестойкости зданий, сооружений, строений 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 | не нормируется | не нормируется | не нормируется | не нормируется | не нормируется | не нормируется |

К несущим элементам здания или сооружения относятся конструкции, обеспечивающие его общую устойчивость и геометрическую неизменяемость: несущие стены, колонны, балки перекрытий, ригели, фермы, рамы, арки, связи, диафрагмы жесткости и т.п.

1.2.3 Актуальность проблемы оценки огнестойкости

Проблема оценки огнестойкости зданий и сооружений, с учетом проходящей реформы технического регулирования пожарной безопасности, появления новых, прогрессивных строительных материалов, конструктивно-планировочных решений и строительства уникальных высотных, многофункциональных комплексов, является в нашей стране весьма актуальной [30].

Важность проблемы оценки огнестойкости зданий и сооружений нашла отражение в новых нормативных документах, принимаемых в соответствии с реформой технического регулирования в сфере обеспечения пожарной безопасности зданий и сооружений. В соответствии со ст. 8 «Технического регламента», «здание или сооружение должно быть спроектировано и построено таким образом, ...чтобы в случае возникновения пожара соблюдались следующие требования: ...сохранение устойчивости здания или сооружения, а также прочности несущих строительных конструкций в течение времени, необходимого для эвакуации людей и выполнения других действий, направленных на сокращение ущерба от пожара...» [2]. Таким образом, время сопротивления объекта опасным факторам ЧС с участием пожара — это главный показатель, обеспечивающий комплексную безопасность объектов.

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

Огнестойкость является международной пожарно-технической характеристикой, регламентируемой строительными нормами и правилами.

1.3 О «Техническом регламенте о требованиях пожарной безопасности»

Федеральный закон Российской Федерации от 22 июля 2008 г. N 123-ФЗ "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности" был опубликован 1 августа 2008 года и вступил в силу 1 мая 2009 года.

Основной мотивацией подготовки данного документа, которая велась в течение 4 лет, явилось то, что страна, вступая в рамки рыночных отношений, должна трансформировать, в том числе, и те требования, которые предъявляются со стороны надзорных органов.

1.3.1 Цели и задачи регламента

Основные задачи, которые были поставлены при разработке Технического регламента:

- определение на законодательном уровне основных положений технического регулирования в области пожарной безопасности и общих требований пожарной безопасности к объектам защиты;
- формирование принципиально нового механизма реализации требований в области пожарной безопасности и контроля их выполнения;

- комплексное обеспечение пожарной безопасности территорий, зданий, сооружений, транспортных средств, технологических установок, оборудования, агрегатов, изделий и иного имущества;
- установление минимально необходимых требований пожарной безопасности к различным видам продукции;
- внедрение системы гибкого нормирования в области пожарной безопасности (оценка пожарного риска, добровольное противопожарное страхование).

Регламент включает в себя 8 разделов, в которых приведена классификация пожаров, элементов обеспечения пожарной безопасности, определены задачи системы противопожарной защиты и ее составных частей, порядок контроля выполнения требований закона, и охватывает, в том числе, основные вопросы сертификации продукции как общего, так и специального назначения [93]

1.3.2 Риски и декларирование

Законом определено, что декларация пожарной безопасности должна будет предъявляться в орган, осуществляющий надзор (на данный момент это МЧС). И нормативно-техническое регулирование в области пожарной безопасности, и порядок составления декларации, и порядок ее регистрации должны быть определены в МЧС к моменту вступления в силу Технического регламента.

В законе применена такая формулировка: «...пожарная безопасность объекта считается обеспеченной, если в полном объеме выполнены обязательные требования, установленные в Техническом регламенте, а пожарные риски не превышают установленные допустимые значения». Соответственно, риски имеют цифровые показатели, которые также прописаны в законе. Пожарная безопасность объектов защиты, для которых в законе не установлены требования к пожарной безопасности, считается обеспеченной только в том случае, если уровень пожарного риска соответствует прописанным значениям.

В соответствии со ст. 144 «Технического регламента», предпринимателю, дается право выбора формы осуществления надзора за пожарной безопасностью на его объекте. Это может быть контроль только за соблюдением того минимального перечня требований, которые необходимо выполнять для того, чтобы обеспечить на объекте допустимый уровень пожарного риска. Может быть и вариант на основе оценки и расчета пожарного риска. А сама реализация этого подхода раскрывается в отдельных статьях, которые описывают механизмы оценки пожарного риска, его допустимый уровень и те действия, которые предприниматель должен осуществлять.

В частности, одним из таких действий является добровольное пожарное страхование. Элементы страхования - это определенная инновация. Закон оговаривает, что при обеспечении пожарной безопасности можно как альтернативу применять страхование имущественной ответственности перед третьими лицами.

Аудит или оценку риска будут осуществлять организации, которые получат аккредитацию в МЧС. Это определяет зарегистрированный в Министерстве юстиции приказ № 607 от 20.11.2007 г., который имеет статус нормативно-правового акта. Организация, которая будет намерена заниматься аудитом пожарной безопасности либо оценкой пожарного риска, должна

соответствовать требованиям этого приказа. Территориальным органам МЧС дано право организовывать свои комиссии по аккредитации оценочных организаций [93].

1.3.3 Нововведения регламента

- Четкое разделение в ст. 2 «Технического регламента» функций между автоматическими установками пожарной сигнализации и приборами управления. Только приборы управления могут управлять пожаротушением, оповещением и всей пожарной автоматикой, они же управляют лифтами, дымоудалением, вентиляцией и т.п. В задачу установок пожарной сигнализации входит только обнаружение факта возгорания.
- В ст. 84 отражена практически вся первая часть бывшего НПБ 104 «Системы оповещения и управления эвакуацией людей при пожарах в зданиях и сооружениях», включая ранее удаленный пункт по управлению разблокировкой эвакуационных выходов.
- Ст. 85 посвящена требованиям к системам дымоудаления и аварийной вентиляции и полностью включает в себя требования СНиП «Вентиляция и кондиционирование», выводя их на уровень федерального закона.

Абсолютно новым в противопожарных нормах является проект ГОСТ Р «Электрооборудование систем противопожарной защиты. Требования пожарной безопасности. Метод определения работоспособности в условиях пожара». В соответствии с ним все технические средства, так же как и строительные конструкции, должны иметь временную характеристику сохранения работоспособности или устойчивости в условиях пожара, что будет необходимым для оценки пожарного риска.

В связи с введением практики расчета пожарного риска, по-новому придется также решать вопросы по системам оповещения и управления эвакуацией людей (СОУЭ) при пожарах [93]

1.3.4 Значение Регламента

Принятие Технического регламента - значимый шаг в области противопожарного нормирования. Мониторинг печатных изданий, СМИ, проводимый МЧС, говорит о том, что общество в целом позитивно восприняло введение данного закона. С мая 2008 года из практики исключено применение противоречащих друг другу противопожарных требований. Положения регламента основаны на современных научно-технических знаниях в области обеспечения пожарной безопасности и ориентированы, в основном, на общеевропейские стандарты [93].

1.4 Нормативные и расчетные характеристики арматуры и бетона

Основные прочностные характеристики бетона и арматуры для требуемых расчетов по огнестойкости указаны в Пособии к СТО 36554501-006-2006 [23]

1.4.1 Нормативные и расчетные характеристики бетона

Согласно Пособию, основными прочностными характеристиками бетона являются - нормативное сопротивление бетона осевому сжатию R_{bn} и нормативное сопротивление бетона осевому растяжению R_{btn} .

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению определяют делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности.

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии:

- 1,3 - для предельных состояний по несущей способности (первая группа);
- 1,0 - для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (вторая группа).

Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении:

- 1,5 - для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на сжатие
- 1,0 - для предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

Нормативные и расчетные значения сопротивлений бетона принимают по табл. 2 СТО.

В необходимых случаях расчетное сопротивление бетона R_b умножают на следующие коэффициенты условия работы.

- $\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном действии нагрузки;
- $\gamma_{b2} = 0,9$ для конструкций, бетонируемых в вертикальном положении.

Влияние температуры на изменение прочности бетона при сжатии учитывают умножением прочностных характеристик бетона на коэффициент условия работы бетона при сжатии γ_{bt} .

Нормативные сопротивления сжатию

$$R_{bnt} = R_{bn} \cdot \gamma_{bt} \quad (1.1)$$

Расчетные сопротивления сжатию:

- для предельных состояний первой группы

$$R_{b,tem} = R_b \cdot \gamma_{bt} \quad (1.2)$$

- для предельных состояний второй группы

$$R_{b,ser,t} = R_{b,ser} \cdot \gamma_{bt} \quad (1.3)$$

Значения коэффициента условия работы бетона при сжатии γ_{bt} принимают по табл. 3 СТО.

Нормативные R_{btn} и расчетные R_{bt} и $R_{bt, ser}$ сопротивления бетона растяжению при огневом воздействии также изменяются. Изменение сопротивления бетона растяжению с увеличением температуры нагрева учитывают коэффициентом условия работы бетона на растяжение γ_{tt} :

- $R_{bnt} = R_{btn} \gamma_{tt}$;
- $R_{bt} = R_{bt} \gamma_{tt}$;

- $R_{bt,ser,t} = R_{bt,ser} \gamma_{tt}$ (1.4)

Значения коэффициента γ_{tt} принимают по табл. 3 СТО.

При расчете по формулам из Пособия к СТО, значения коэффициента γ_{tt} принимают по средней температуре бетона сечения; при расчете усилия в зоне анкерования - по температуре анкерующего стержня арматуры.

Значения начального модуля упругости бетона E_b естественного твердения для разных классов бетона по прочности на сжатие и растяжение приведены в табл. 4 СТО.

При расчете огнестойкости изменение значения начального модуля упругости бетона при непродолжительном огневом воздействии с увеличением температуры учитывают коэффициентом β_b

$$E_{bt} = E_b \beta_b . \quad (1.5)$$

Значение коэффициента β_b принимают по табл. 3 в зависимости от средней температуры бетона сечения.

1.4.2 Нормативные и расчетные характеристики арматуры

Согласно СТО, основной расчетной характеристикой арматуры является нормативное сопротивление растяжению R_{sn} , принимаемое равным гарантированному значению предела текучести с обеспеченностью не менее 0,95 (табл. 5 СТО).

Влияние температуры на изменение нормативных и расчетных сопротивлений арматуры учитывают умножением прочностных характеристик арматуры при растяжении и сжатии на коэффициент условия работы арматуры γ_{st} :

Нормативные сопротивления:

- $R_{snt} = R_{sn} \gamma_{st}$;
- $R_{s,ser,t} = R_{s,ser} \gamma_{st}$.

(1.6)

Расчетные сопротивления продольной арматуры

- $R_{st} = R_s \gamma_{st}$;
- $R_{sct} = R_{sc} \gamma_{st}$.

(1.7)

Расчетные сопротивления поперечной арматуры

$$R_{swt} = R_{sw} \gamma_{st} . \quad (1.8)$$

Значения коэффициента условия работы арматуры γ_{st} принимают:

- по температуре центра тяжести растянутой и сжатой арматуры;
- по максимальной температуре хомутов (поперечной арматуры).

Значения коэффициентов условия работы арматуры γ_{st} принимают по табл.7 СТО.

Влияние температуры на изменение модуля упругости арматуры учитывают умножением модуля упругости арматуры E_s на коэффициент β_s :

$$E_{st} = E_s \beta_s . \quad (1.9)$$

Значение коэффициента β_s принимают по табл. 2.8 СТО по температуре центра тяжести растянутой и сжатой арматуры и по средней температуре хомутов.

1.5 Понятие и классификация сталежелезобетонных перекрытий и настилов

В настоящее время все большую роль начинает играть совершенствование конструктивных форм зданий и сооружений, применение прогрессивных строительных материалов, развитие новых методов анализа работы конструкций, более точно отражающих поведение материалов и т.д.[80]

Одним из достижений в усовершенствовании конструктивных решений каркасов многоэтажных зданий являются сталежелезобетонные (композитные) перекрытия, состоящие из монолитных железобетонных плит с внешним армированием из профилированного листа и стальных балок, работающих совместно с плитой (комбинированных балок) [80]. Сталебетонные конструкции, которые в немецкоязычных странах называют Verbundbau, а в англоязычных - composite construction, широко применяются в Европе и во всём мире, о чем свидетельствует растущее число публикаций по этому вопросу.

1.5.1 Профилированный настил

В таких плитах профнастил используется как несъёмная опалубка. Опалубка из профилированного листа хорошо удерживает вес свежееуложенного бетона, арматуры и технологических нагрузок. При эксплуатации такой конструкции профлист работает как листовая арматура.

Технические условия на профилированный лист регламентируются ГОСТ 24045-94.

Для снижения материалоемкости, улучшения прочности и надежности сталебетонной конструкции, необходимо, чтобы сам стальной профилированный настил был включен в работу всей конструкции, чтобы стальная и железобетонная части работали как единый механизм. При включении СПН в работу поперечное сечение его соизмеримо с поперечным сечением рабочей арматуры. Однако в сталежелезобетонных конструкциях существует проблема, связанная с обеспечением совместной работы бетона и стального профилированного настила.

Совместная работа СПН и железобетона обеспечивается следующими способами:

- применяется усложненная форма поперечного сечения по всей длине профилированного настила, при этом могут быть использованы специальные клеящие полимерные составы. Однако в этом случае уменьшается рабочая площадь настила;
- штампуются рифы на наклонной поверхности ребер стального профилированного настила, причем последние должны находиться в зоне наибольших касательных напряжений. При этом увеличиваются высота и ширина узких гофров, что приводит к уменьшению рабочей площади сечения настила (Создаваемые путем прокатки такой арматуры рифы, направлены под углом к направлению силы сдвига, обеспечивая однородность соединения стали и бетона по длине элемента. Испытания связи рифленой стали с бетоном путем сдвига бетонной части образца относительно листовой арматуры показали достаточную надежность такого рода связи)
 - приварка по верху настила арматурной сетки;

– применяются анкеры установленные на опорах и стопорные шпонки воспринимающие сдвиговые усилия. Однако при устройстве анкеров происходит ослабление сечения СПН за счет отверстий. Кроме того, анкер должен находиться в зоне наибольших касательных напряжений, что также приводит к увеличению высоты гофров, и уменьшению рабочей площади сечения настила.

Но при этом следует помнить, что применение соединительных анкеров, гибких и жестких упоров недостаточной прочности или малой жесткости, предопределяет взаимное проскальзывание стальной и железобетонной частей конструкции, уменьшает несущую способность и увеличивает прогибы изгибаемой конструкции. [80] Наибольшая несущая способность и жесткость сталежелезобетонной конструкции достигается, когда соединительные элементы способны полностью воспринимать и передавать сдвигающие усилия, которые возникают между частями конструкции. Поэтому, проектируя сталежелезобетонные конструкции, особое внимание обращают на обеспечение надежной и крепкой взаимосвязи бетона и профлиста.

Так же, на основе анализа приведенных выше способов закрепления профилированного настила с бетоном, на кафедре Теории сооружений Строительного института ДВГТУ были разработаны основные требования, благодаря которым СПН может быть включен в работу сталежелезобетонных конструкций в наибольшей степени:

– СПН должен располагаться так, чтобы наибольшее поперечное сечение его находилось в растянутой зоне. Иными словами, настил необходимо расположить узкими гофрами вверх. Причем их ширина должна быть минимальной.

– Для лучшего сцепления СПН с бетоном узкие гофры должны находиться в зоне наибольших касательных напряжений.

Таким образом, исследователями был предложен еще один способ обеспечения совместной работы железобетона и настила: использование в монолитных перекрытиях в качестве внешней арматуры СПН с плоскими гофрами. При этом рабочая часть сечения настила находится в растянутой зоне. Для лучшего сцепления с бетоном в зоне больших касательных напряжений верхняя часть плоских гофров либо перфорируется, либо изгибается [65].

1.5.2 Конструкция сталежелезобетонного перекрытия

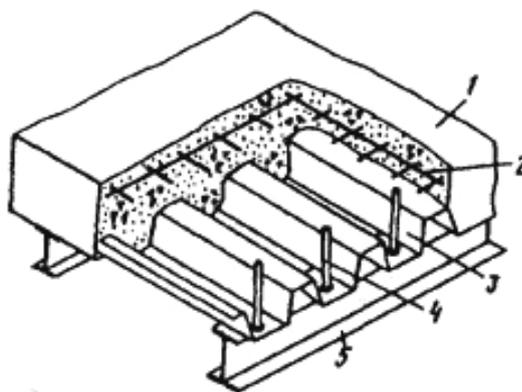


Рис.1.2 Конструкция сталебетонного перекрытия

Состав перекрытия:

- 1 - монолитный бетон;
- 2 - арматурная сетка (Служит для предотвращения образования трещин в процессе затвердевания бетона (может быть заменена фибробетоном));
- 3 - стальной профилированный настил (Крепление профнастила к балкам производится либо стад-болтами, либо при помощи анкерных упоров (типа "Hilti"));
- 4 - вертикальный анкер;
- 5 – прогон (стальные прогоны, на которые опирается монолитная плита, изготавливают из прокатных или сварных профилей)

Одним из самых важным аспектов этой системы является то, что благодаря силовому и формообразующему соединению стальных конструкций и железобетона, возникает принципиально новая конструкция, оптимально использующая преимущества железобетона в сжатой и стальной конструкции в растянутой зоне. [81]

Эффективность широкого применения и перспективность данного типа конструкций в перекрытиях обуславливаются следующими положительными моментами:

- Экономия стали составляет 30-50 %, а бетона - до 30 % в сравнении с традиционным конструктивным решением перекрытия, в котором элементы работают независимо;
- Экономия стали на балки – до 15%;
- Сокращение трудозатрат при строительстве на 25-40% по сравнению с традиционными монолитными перекрытиями (со стержневой арматурой);
- Сокращение сроков строительства на 25%;
- Уменьшение массы перекрытия на 30-50% по сравнению с железобетонными перекрытиями традиционной конструкции;
- Размещение коммуникаций в гофрах профилированного настила перекрытия;
- Повышение безопасности труда и пожарной безопасности на стадии монтажа;
- Работа перекрытия как диафрагмы, что позволяет обеспечить общую устойчивость колонн и равномерно распределить горизонтальную нагрузку на вертикальные связи каркаса;
- Снижение веса перекрытия, что обуславливает снижение стоимости несущих конструкций и фундаментов;
- Существенное снижение расхода материалов на опалубку и леса при укладке монолитного железобетона перекрытия;
- Многофункциональность стального профилированного настила: воспринимает нагрузки при монтаже, действует как рабочая площадка во время монтажа, работает совместно с бетоном в стадии эксплуатации, препятствует потере общей устойчивости металлических балок, дает возможность гибкого размещения электрических систем, служит облицовкой нижней поверхности плиты перекрытия. [16,80]

Однако, в нашей стране применение сталежелезобетонных конструкций в перекрытиях ограничивается рядом причин. В частности, существует стойкое и необоснованное мнение, что плиты отличаются большим расходом стали (на профнастил, анкерные устройства, противоусадочную арматуру и арматуру, расположенную над опорами); возникает необходимость в специальном

оборудовании для временного поддержания и прирезки настила, приварки анкерных устройств; вызывает сомнение экономическая целесообразность и перспективность конструкции в целом. Основаны эти предубеждения на том, что опыт расчета, устройства и эксплуатации перекрытий, сведения об экономической эффективности их применения недостаточно обобщены и проанализированы. Весьма ограничено количество типов стального профилированного настила с выштамповками (2 типа), не разработаны в полном объеме технология возведения, методы контроля качества перекрытий. Принятая в настоящее время методика проектирования подобных систем в недостаточной степени отражает состояние реальной конструкции, так как базируется на условном членении пространственной системы на отдельные элементы [68].

1.6 Общая методика расчета сталебетонных элементов

1.6.1 Конструктивные требования

Согласно СТО [16], к сталебетонным перекрытиям предъявляются следующие конструктивные требования:

- Стальной профилированный настил, применяемый в качестве рабочей арматуры плиты, должен иметь надежное сцепление с бетоном, что обеспечивается местным локальным выштамповками и рифами, наносимыми при прокатке профилированного настила или специальными анкерами.
- Минимальная рекомендуемая толщина бетона над профилированным настилом - 30 мм, а при отсутствии бетонной стяжки пола не менее 50 мм. Над верхним концом анкерного упора не менее 20 мм или 1,3 диаметра вертикального опорного анкера.
- Параметры профлиста, а также правила его приемки и контроля должны удовлетворять требованиям СТО 57398459-18-2006 (СТП/ПП/18) «Профили стальные листовые гнутые для строительства». Правила транспортирования, хранения и применения должны удовлетворять требованиям СТП/СК/17 «Порядок приемки, хранения, транспортирования и применения профилированных настилов и металлочерепицы. Гарантийные обязательства».
- Профилированные листы настила соединяются между собой по продольным краям внахлест крайними полками с помощью комбинированных заклепок или самосверлящих винтов фирмы «Хилти» с шагом не более 500 мм (см. СТО 0043-2005).
- Настил крепится к балкам самонарезающими винтами или дюбелями фирмы «Хилти» в каждом гофре на крайних опорах и через гофр в промежуточных (см. СТО 0043-2005).
- Ширина опирания настила должна быть не менее 40 мм на крайних и 60 мм - на промежуточных опорах.
- Ширина гофра для приварки анкерных опорных стержней должна быть не менее 50 мм.
- Расстояние от опорного анкера до края настила и грани прогона должно быть не менее $1,5d$ (где d - диаметр анкера). Между осями анкеров в одном гофре должно быть не менее 70 мм.
- Длина анкера принимается равной высоте плиты за вычетом величины защитного слоя бетона от верха анкера до верхней грани плиты.

- Приварка анкеров к стальным прогонам через настил должна выполняться без прожогов настила. Зазор между настилом и прогоном должен быть не более 0,5 мм.
- Количество анкеров, обеспечивающих совместную работу гладкого настила и бетона, должно быть не менее одного в каждом гофре по концам настила и не менее одного через гофр на промежуточных опорах при работе по неразрезной расчетной схеме.
- Расчетная надопорная арматура неразрезных плит определяется по СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». При отсутствии надопорной расчетной арматуры предусматривают противоусадочную сетку из расчета 0,02% площади сечения бетона над настилом, но не менее, чем сетка диаметром 3 мм класса Вр-I с шагом 200x200 мм. Защитный слой бетона над сеткой составляет 15 мм.
- При устройстве отверстий в плите предусматривают дополнительную арматуру для усиления прилегающих участков и бортовую опалубку по контуру отверстия, что обеспечивает возможность вырезки настила.
- Если размер отверстия поперек гофров настила не превышает 500 мм, то рекомендуется усилить перекрытие установкой в примыкающих к отверстию гофрах продольную арматуру, заводя ее за оси прогонов. Также устанавливают поперечные стержни, окаймляющие отверстие, заводя ее за пределы подрезки на два - три гофра с каждой стороны. Продольную арматуру выбирают из условия эквивалентности ее площади по прочности сечения вырезанной части профилированного настила.
- Минимальная толщина профилированного листа должна быть не менее 0,7 мм.

1.6.2 Определение действующих нагрузок

Нагрузка от собственного веса железобетонной плиты определяется по приведенной толщине бетона h_b (рисунок 1.3).

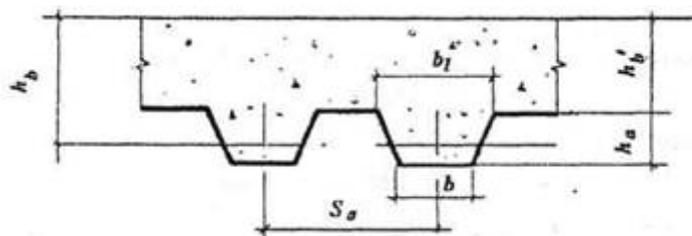


Рисунок 1.3 Поперечное сечение сталежелезобетонной плиты

Приведенная толщина железобетонной плиты определяется по формуле

$$h_b = h_a + \frac{(b + b_1)}{2S_0} h_a \quad (1.10)$$

1.6.3 Расчет профилированного настила

Расчет профилированного стального настила на стадии возведения основан на следующих допущениях:

- форма поперечного сечения гофров при действии нагрузки не изменяется;

- гофры настила работают как тонкостенные балки трапецевидного сечения в упругой стадии;
- нормальные напряжения по высоте поперечного сечения стенок гофров распределяются линейно;
- нормальные напряжения по ширине продольно сжатых полок до местной потери устойчивости, а также по ширине растянутых полок распределяются равномерно;
- после местной потери устойчивости продольно сжатых полок нормальные напряжения в них распределяются неравномерно, возрастая от середины полок к продольным краям.

Поэтому при работе в закритической стадии криволинейная эпюра сжимающих напряжений заменяется прямоугольной с равной площадью и значением равным краевому напряжению. Средняя часть сжатой полки, имеющая меньшие напряжения, считается выключенной из работы. При определении характеристик профилированного листа учитывается только рабочая зона сжатой полки.

Прочность профилированного стального настила проверяется в опорном или пролетном сечениях по формулам

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} \quad (1.11)$$

где σ - напряжения в сжатых полках настила;
 M - расчетное значение изгибающего момента;
 R_y - расчетное сопротивление стали настила изгибу;
 γ_n - коэффициент надежности по уровню ответственности;
 W - расчетный момент сопротивления на 1 м ширины настила для сжатых полок.

Расчет осуществляется следующим образом:

- определяется значение нормативного напряжения методом последовательного приближения, пока отличие в напряжениях последующего от предыдущего не составит 1%, приняв за первоначальное значение W_{x2} момент сопротивления для сжатых полок при условии работы настила полным сечением.

- Последнее значение определяет сжимающее напряжение, соответствующее значению, при котором определяется момент инерции I_x . При наличии редукиции в сжатой полке в расчетах используют данные, приведенные в прил.А (табл.А10, А11, А12, А13, А14, А15 и А16 [16]).

Если редукиция отсутствует, то пользуются данными табл.1 [16]

Расчет на устойчивость стенок изгибаемых элементов (кроме перфорированных профилей), не укрепленных поперечными ребрами, под местной нагрузкой или на опорах, следует выполнять по формуле 5 [16].

Если настил, уложенный по верхним поясам балок, надежно закреплен на опорах и в продольных соединениях между профилями, то он рассматривается как диск, способный воспринимать горизонтальные воздействия, передаваемые элементами каркаса, и обеспечивающий устойчивость балок из плоскости (см. СТО 0043-2005 [20]).

1.6.4 Расчет железобетонной плиты

Расчет сталежелезобетонной плиты, армированной стальным профилированным настилом, выполняется по двум предельным состояниям - по прочности и деформативности.

Расчет по первому предельному состоянию включает проверку по трем критериям прочности:

- по нормальным сечениям (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном);
- по наклонным сечениям;
- условие обеспечения сцепления настила с бетоном.

Расчет по второму предельному состоянию включает расчеты:

- на образование и раскрытие нормальных и наклонных трещин;
- определение допускаемого прогиба плиты (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном).

Расчет прочности плит по нормальным сечениям осуществляется при следующих допущениях:

- сопротивление растяжению бетона равно нулю;
- напряжения в настиле равномерно распределены по высоте и равны расчетному сопротивлению листовой стали R_y с введением для настила коэффициента условий работы γ_c . Коэффициент условий работы принимается согласно СТО.
- напряжения в стержневой арматуре принимаются равные расчетным сопротивлениям сжатию R_{sc} и растяжению R_s с введением соответствующих коэффициентов условий работы;
- рабочая высота сечения плиты h_0 определяется как расстояние от крайней сжатой грани плиты отдельно до точки приложения равнодействующего растягивающего усилия в настиле и в стержневой арматуре.

При подборе сечений плиты рекомендуется соблюдать условие $x \leq \xi_R h_0$.
При не выполнении условия следует:

- увеличить толщину плиты,
- повысить класс бетона по прочности на сжатие,
- расположить в сжатой зоне дополнительную стержневую арматуру с тем, чтобы высота сжатой зоны не превышала граничную.

В зависимости от положения нейтральной оси в сечении плиты в пролете возможны три случая расчета:

Случай 1

Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила.

Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b b_f x = \gamma_c R_y A_n + R_s A_s - R_{sc} A'_s \quad (1.12)$$

При расчете прочности плиты должно выполняться условие

$$M_{зр\max} - M_n \leq R_b b_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1.13)$$

где A_n - площадь поперечного сечения профилированного настила шириной 1м, м²;

A_s - площадь поперечного сечения стержневой растянутой арматуры;

A'_s - площадь поперечного сечения стержневой сжатой арматуры;

R_{sc} - расчетное сопротивление сжатию стержневой сжатой арматуры,

МПа;

x - высота сжатой зоны бетона, м;
 a' - защитный слой сжатой стержневой арматуры, м;
 M_{span} - расчетный изгибающий момент от действия внешних сил, Нм;

$$M_n \equiv \frac{W_{min} R_y}{\gamma_n} - \text{расчетный момент, воспринимаемый профилированным настилом.}$$

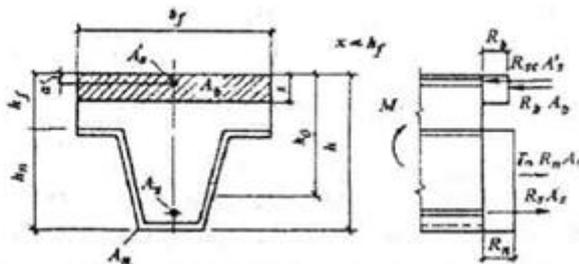


Рисунок 1.4 Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах толщины полки плиты

Случай 2

Нейтральная ось пересекает стенки профилированного настила. Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b [b'_x x + (b_f - b') h_f] + \gamma_c R_y [A'_x + 2t(x - h_f)] + R_{sc} A'_s \equiv \gamma_c R_y [A''_x + 2t(h_n + h_f - x)] + R_s A_s \quad (1.14)$$

где A_n - площадь сечения нижней полки одного гофра настила, см².

При расчете прочности сечения плиты должно соблюдаться условие

$$M_{span} - M_n \leq R_b S_{bx} + \gamma_c R_y [S'_x + t(x - h_f)^2 + t(h_n - x)^2 + S''_x] + R_s S_{sx} + R_{sc} S_{sx} \quad (1.15)$$

где S_{bx} - статический момент площади сечения сжатого бетона относительно оси X-X, см³;

A_n - площадь сечения верхней полки одного гофра настила, см²;

S_n - статический момент площади верхней полки профилированного настила относительно оси X-X, см³;

S_n - статический момент площади нижней полки профилированного настила относительно оси X-X, см³;

S_{sx} , $S_{s,x}$ - статические моменты площади соответственно растянутой и сжатой стержневой арматуры относительно оси X-X, см³.

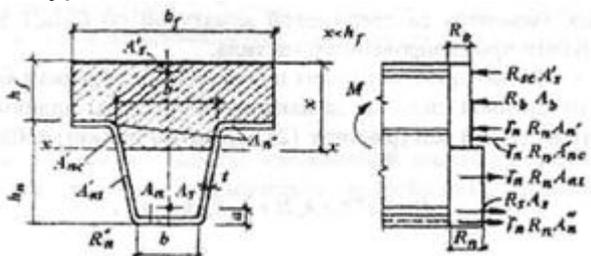


Рисунок 1.5 Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах ребра профилированного настила

Случай 3

Нейтральная ось находится на уровне верхней полки профилированного настила,

$$x = h_f$$

При расчете прочности сечения плиты должно соблюдаться условие

$$M_{\text{спрж}} - M_n \leq 0,5R_b b_f h_f^2 + \gamma_c R_s (A_n'' h_n + t h_n^2) + R_s A_s (h_n - a) + R_{sc} A_s (h_f - a') \quad (1.16)$$

Если при определении высоты сжатой зоны по формуле случая 1 получается $x > h_f$, а по формуле случая 2 - $x < h_f$, то прочность нормального сечения плиты определяется по случаю 3.

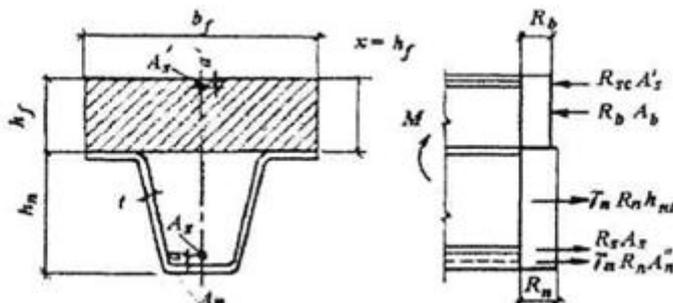


Рисунок 1.6 Схема усилий в пролетном сечении при расположении нейтральной оси на уровне верхней полки профилированного настила

1.6.5 Определение прогиба

Прогиб плиты перекрытия рассчитывают по формуле

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq \frac{1}{150} l \quad (1.17)$$

где f_{rc} - прогиб плиты от действия нагрузок в стадии эксплуатации (без учета собственной массы), см;

f_{add} - дополнительный прогиб плиты за счет податливости анкерных связей, см;

l - пролет плиты, см.

При отсутствии расчетной надпорной стержневой арматуры прогиб плиты определяется как для однопролетной, свободно опирающейся по формуле

$$f_{rc} = \left(\frac{1}{r} \right) \sigma \cdot l^2 \quad (1.18)$$

где $1/r$ - расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

σ - коэффициент по таблице 5.

Расчет монолитной неразрезной плиты по раскрытию трещин на промежуточных опорах выполняется в соответствии с требованиями СНиП 52-01-2003. Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин следует принимать не более 0,3 мм.

Если для конструкции перекрытия применяются стальные гнутые профиля Z-образной формы, то тогда при проектировании пользуются СТО 57398459-29-2008 «Применение стальных гнутых профилей СКН90Z-1000 И СКН50Z-600 при устройстве сталебетонных перекрытий» [21]. В этом Стандарте организаций подробно описываются нюансы использования такого профнастила и связанные с ним особенности проектирования. Все расчеты остаются аналогичными расчету для обычного профилированного настила и плиты перекрытия, рассмотренными в СТО.

1.7 Поиск научного решения проблемы расчета сталежелезобетонных перекрытий на огнестойкость в действующих нормах и стандартах

1.7.1 Методика расчета на огнестойкость железобетонных конструкций А.Ф.Милованова

Огромный вклад в развитие науки об огнестойкости конструкций внес А.Ф.Милованов. В его «Пособии...» [23] к СТО рассмотрено поведение железобетонных конструкций при стандартном пожаре и после него, проанализировано напряженно-деформированное состояние плит, балок и колонн и их стыков при кратковременном воздействии огня до наступления предела их огнестойкости по потере несущей способности.

Так же в документе приведены сведения о влиянии высокой температуры на физико-механические свойства бетона и арматуры, дан анализ распределения температур по высоте сечения балок, плит и колонн при стационарном нагреве, рассмотрена методика определения остаточной несущей способности колонн после пожара. Изложены особенности расчета предела огнестойкости железобетонных конструкций и рекомендации по его определению.

Так как условия огнестойкости и огнесохранности не всегда выполняются, то в Пособии приведены конструктивные требования, повышающие предел огнестойкости и обеспечивающие огнесохранность конструкций.

Согласно Пособию, если мы имеем дело со статически неопределимыми конструкциями, расчет предела огнестойкости следует выполнять в следующей последовательности:

1. Устанавливают возможность огневого воздействия на все несущие элементы системы и их минимальные пределы огнестойкости по потере несущей способности.

2. Теплотехническим расчетом или по приложениям А и Б от воздействия стандартного пожара, длительностью соответствующего принятому пределу огнестойкости, находят температуры нагрева бетона и арматуры в поперечном сечении несущего элемента системы.

3. Для каждого элемента от непродолжительного действия нормативных постоянных и временных длительных нагрузок находят их неблагоприятное сочетание.

4. При расчете упругой системы статически неопределимой конструкции определяют усилия в элементах.

5. По найденным значениям усилий определяют жесткость сечения. Жесткость следует определять с учетом наличия трещин от огневого воздействия по всей длине элемента и изменения физико-механических свойств бетона и арматуры от нагрева.

6. Температурные усилия учитывают от неравномерного нагрева по высоте сечения элемента в изгибаемых элементах при расчете по предельным усилиям.

7. При расчете методом предельного равновесия используют перераспределение усилий и определяют моменты в пластических шарнирах только от нагрузки.

8. Требуемый предел огнестойкости каждого элемента будет обеспечен, если усилия от нормативной нагрузки и температуры во время пожара будут больше или равны усилиям от нормативной нагрузки до пожара.

В общем случае, расчет предела огнестойкости по потере несущей способности статически неопределимой конструкции зависит от схемы разрушения системы в целом, когда она превратится в механизм. Однако за предел огнестойкости конструкции следует принимать минимальный предел одного несущего элемента системы. Наступление предела огнестойкости одного несущего элемента системы не всегда приводит к обрушению всей конструкции. Однако с практической точки зрения, такой вид отказа необходимо учитывать [23].

У статически неопределимых конструкций огнестойкость больше, чем в сборном железобетоне. Однако в многопролетных и многоэтажных зданиях и сооружениях при локальном пожаре в одном пролете или на одном этаже взаимодействие отдельных монолитно сопряженных элементов приводит к возникновению дополнительных усилий в других пролетах, в которых нет пожара.

При расчете на огнестойкость сталежелезобетонных плит профлист не принимается в расчет, поэтому расчет производится как для обычного железобетонного перекрытия с приведенной толщиной, вычисляемой согласно СТО.

Последовательность расчета таких перекрытий следующая:

1. Определение степени огнестойкости здания
2. Определение температуры прогрева сечения по высоте по приложениям А1-А4

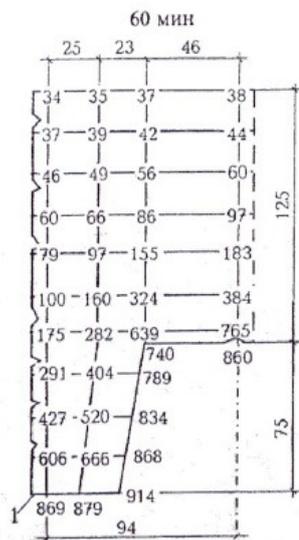


Рисунок 1.7 Температура прогрева тяжелого бетона на силикатном заполнителе в плитах на профилированном настиле

3. Определение коэффициентов работы арматуры (см.графики и таблицы)
4. Определение средней температуры бетона сжатой зоны у ненагреваемой поверхности (сжатая зона бетона – в пролете)
5. Определение глубины прогрева бетона у нагреваемой грани
6. Определение расчетных и нормативных сопротивлений бетона и арматуры при огневом воздействии

7. Статический расчет конструкции
8. Вывод о несущей способности сечения: сравнение внешнего момента и предельного.

1.7.2 Температурный момент

При кратковременном неравномерном нагреве по высоте сечения железобетонного элемента температурный момент с повышением температуры сжатой зона нарастает и тем интенсивнее, чем больше процент армирования и выше прочность бетона. При кратковременном нагреве крайнего волокна сжатой зоны бетона до 500-600°C наблюдаются наибольшие температурные моменты.

Наибольшие температурные моменты возникают при первом кратковременном нагреве. При повторных кратковременных нагревах и длительном нагреве температурные моменты меньше, чем при первом нагреве.

Температурные моменты в сборных железобетонных элементах зависят от вида стыка арматуры и прочности раствора в шве. Температурные моменты в элементах со стыковыми накладками из арматуры и в шве с жестким раствором с прочностью, равной прочности бетона, такие же, как в монолитном элементе; с раствором пластичной консистенции, прочность которого в 3 раза меньше прочности бетона, - уменьшить на 15 % и с теплоизоляционным раствором – на 30 %.

Температурные моменты в элементах со стыками арматуры из косынок и накладок из листовой стали и из уголков на 50 % меньше моментов в элементе без стыка.

При совместном воздействии усилий от температуры и нагрузки с увеличением нагрузки происходит снижение температурных усилий вследствие развития пластических деформаций бетона и арматуры. В элементе, заделанном на опорах, момент от нагрузки и температуры суммируются в опорных сечениях, температурные усилия влияют на образование первых пластических шарниров, но значение их снижается на 50 % из-за развития пластических деформаций сжатия бетона и арматуры, нагретых до высоких температур.

В пролете момент от нагрузки снижается из-за образования температурного момента другого знака. После образования опорных пластических шарниров железобетонный элемент превращается в статически определимую конструкцию. Температурный момент в пролете пропадает, и остается только момент от нагрузки. Полное разрушение элемента происходит при образовании пластического шарнира в середине пролета, когда в нагретой до высоких температур арматуре резко увеличиваются пластические деформации.

1.7.3 Расчеты по огнестойкости в зарубежных нормах и пособиях

Одной из основных европейских норм по расчету конструкций является Еврокод. В частности, что касается расчета огнестойкости железобетонных конструкций, существует EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design (Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости) [35].

Противопожарная часть Еврокодов (часть 1-2) определяет характерные особенности обеспечения огнестойкости при проектировании конструкций, которые должны выполнять требуемые функции (несущую и/или ограждающую) в течение установленной продолжительности регламентируемого воздействия пожара при заданном уровне нагрузки. Классификационной характеристикой огнестойкости строительных конструкций является предел огнестойкости.

Таблица 1.2 Возможные методы определения огнестойкости

| Расчетная модель | Табличная информация | Упрощенные методы расчета | Общие методы расчета |
|---|--|---|-----------------------------|
| Расчет отдельных конструкций | существует | существуют | существуют |
| Каждая конструкция рассматривается отдельно, без учета не прямых воздействий пожара, за исключением возникающих в результате температурных градиентов | Приведены данные только для стандартного температурного режима пожара, которые могут быть пересчитаны для других режимов | Допускается использовать стандартный и параметрический температурные режимы пожара. Температурные профили, приведены только для стандартного температурного режима пожара. Модели материалов приведены только для тепловых воздействий аналогичных воздействию стандартного пожара | Приведены только принципы |
| Расчет частей конструктивной системы | Не существует | существуют | существуют |
| Учитываются не прямые воздействия пожара в пределах части конструктивной системы, без учета зависящего от времени взаимодействия с другими частями | | Допускается использовать стандартный и параметрический температурные режимы пожара. Температурные профили, приведены только для стандартного температурного режима пожара. Модели материалов приведены только для тепловых воздействий, аналогичных воздействию стандартного пожара | Приведены только принципы |
| Общий расчет конструктивной системы | Не существует | Не существуют | существуют |
| Расчет производится для всей конструктивной системы в целом, с учетом не прямых воздействий пожара | | | Приведены только принципы |

Данный технический кодекс предназначен для проектирования сталежелезобетонных конструкций на воздействие пожара и используется совместно с EN 1994-1-1 и EN 1991-1-2. В части 1-2 приведены требования, отличные либо дополняющие требования проектирования при нормальных температурах.

Еврокод распространяется на проектирование сталежелезобетонных конструкций, к которым предъявляются следующие требования при пожаре:

— предупреждение преждевременного разрушения конструкции (несущая способность);

— ограничение распространения пожара (пламени, горячих газов, избыточной теплоты) за пределы заданной области (изолирующая способность).

В Еврокоде рассматриваются методы пассивной противопожарной защиты. Методы активной противопожарной защиты не рассматриваются.

Огнестойкость конструкций может быть повышена с применением огнезащитных материалов. Принципы и правила проектирования, согласно комментариям к документу, предусматривают непосредственное воздействие пожара на стальную поверхность, без учета огнезащитных материалов, за исключением специально оговоренных случаев.

В соответствии с EN 1994-1-1, тяжелые бетоны допускаются к применению в огнестойких сталежелезобетонных конструкциях. Использование легких бетонов допустимо только в сталежелезобетонных перекрытиях.

Данный документ не распространяется на проектирование сталежелезобетонных конструкций с использованием бетонов классов по прочности ниже C20/25 и LC20/22, а также выше C50/60 и LC50/55 [36].

Требования по обеспечению требуемых пределов огнестойкости в европейских нормах такие же, как и у нас: для строительных конструкций (элементов) устанавливается предел огнестойкости по предельным состояниям R, E и I:

— для ограждающих конструкций: предельное состояние E и, если требуется, I;

— для несущих конструкций: предельное состояние R;

— для ограждающих и несущих конструкций: предельные состояния R, E и, если требуется, I.

В данной работе будет рассмотрено обеспечение только предела огнестойкости по несущей способности. Несущая способность считается обеспеченной, если в течение полного (включая фазу остывания) или требуемого времени огневого воздействия не происходит обрушение конструкции.

1.7.3.1 Расчетные характеристики материалов

Расчетные значения механических (прочностных и деформационных) характеристик материалов $X_{d,fi}$ определяются по формуле

$$X_{d,fi} = \frac{k_{\theta} X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (1.24)$$

где X_k — нормативное значение прочностных или деформационных характеристик (обычно f_k или E_k) при нормальной температуре согласно EN 1992-1-1;

k_{θ} — коэффициент снижения прочностных или деформационных характеристик ($X_{d,\theta}/X_k$) материала в зависимости от его температуры (см. 3.2);

$\gamma_{M,fi}$ — частный коэффициент безопасности для соответствующей характеристики материала при пожаре.

При этом значение $\gamma_{M,fi}$ устанавливается в национальном приложении. Для механических характеристик стали и бетона, рекомендованные значения частных коэффициентов при пожаре: $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$. В случае необходимости, их значение может быть уточнено в соответствующих национальных приложениях EN 1992-1-2 и EN 1993-1-2.

1.7.3.2 Анализ конструкций

Значения воздействий следует определять для времени $t = 0$, используя коэффициенты сочетания $\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$ в соответствии с 4.3.1(2) EN 1991-1-2.

С целью упрощения, значение воздействий $E_{fi,d,t}$ может быть определено из проектных расчетов для нормальной температуры:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d, \quad (1.26)$$

где E_d — расчетное значение воздействий при нормальной температуре, для основного сочетания воздействий (см. EN 1990);

η_{fi} — коэффициент снижения E_d .

Понижающий коэффициент η_{fi} для сочетания нагрузок по (6.10) согласно EN 1990 следует принимать:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (1.27)$$

где $Q_{k,1}$ — нормативное значение основного переменного воздействия 1;

G_k — нормативное значение постоянного воздействия;

γ_G — частный коэффициент переменного воздействия;

$\gamma_{Q,1}$ — частный коэффициент переменного воздействия 1;

ξ — понижающий коэффициент временного неблагоприятного воздействия G_k ;

$\psi_{0,1}$ — коэффициент сочетания нормативного значения переменного воздействия;

ψ_{fi} — коэффициент сочетания переменного воздействия при пожаре, принимаемый $\psi_{1,1}$ (частое значение) или $\psi_{2,1}$ (квазипостоянное значение) в соответствии с 4.3.1(2) EN 1991-1-2.

Рекомендованные частные коэффициенты $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,5$. Для каждой страны частные коэффициенты приведены в соответствующих национальных приложениях EN 1990. В качестве упрощения может использоваться рекомендуемое значение $\eta_{fi} = 0,65$ [37].

1.7.3.3 Прочностные и деформационные характеристики материалов при повышенных температурах

Бетон:

В диапазоне скоростей повышения температуры от 2 до 50 К/мин прочностные и деформативные характеристики бетона при повышенных температурах должны определяться исходя из диаграммы деформирования.

Прочностные и деформативные характеристики бетона при осевом сжатии при повышенных температурах должны быть определены исходя из диаграммы деформирования в соответствии с EN 1992-1-2.

В таблице 1.6 приведены значения понижающего коэффициента $k_{c,\theta}$ при повышенных температурах θ_c , позволяющие определить $f_{c,\theta}$ (из f_c) и деформации $\varepsilon_{cu,\theta}$. Для промежуточных значений температуры допустима линейная интерполяция.

Параметры из таблицы 1.6 действительны для всех видов бетона с силикатным заполнителем. Для бетонов с известковым заполнителем указанные параметры могут быть использованы в запас огнестойкости. Для более точных значений следует использовать данные таблицы 3.1 EN 1992-1-2.

Таблица 1.3 Значения двух основных параметров диаграммы деформирования при повышенных температурах для тяжелых (NC) и легких (LC) бетонов

| Температура бетона θ_c [°C] | $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$ | | $\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC |
|------------------------------------|-------------------------------------|------|--|
| | NC | LC | |
| 20 | 1 | 1 | 2,5 |
| 100 | 1 | 1 | 4,0 |
| 200 | 0,95 | 1 | 5,5 |
| 300 | 0,85 | 1 | 7,0 |
| 400 | 0,75 | 0,88 | 10,0 |
| 500 | 0,60 | 0,76 | 15,0 |
| 600 | 0,45 | 0,64 | 25,0 |
| 700 | 0,30 | 0,52 | 25,0 |
| 800 | 0,15 | 0,40 | 25,0 |
| 900 | 0,08 | 0,28 | 25,0 |
| 1000 | 0,04 | 0,16 | 25,0 |
| 1100 | 0,01 | 0,04 | 25,0 |
| 1200 | 0 | 0 | — |

Сталь:

Прочностные и деформационные характеристики арматурных сталей при повышенных температурах могут быть определены из математической модели для конструкционных сталей (согласно 3.2.1 Еврокода [37]).

Таблица 1.4 Понижающие коэффициенты k для диаграммы деформирования

| Температура стали θ_a [°C] | $k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$ | $k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$ | $k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$ |
|-----------------------------------|---|---|---|
| 20 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 100 | 1,00 | 0,96 | 1,00 |
| 200 | 0,87 | 0,92 | 1,00 |
| 300 | 0,72 | 0,81 | 1,00 |
| 400 | 0,56 | 0,63 | 0,94 |
| 500 | 0,40 | 0,44 | 0,67 |
| 600 | 0,24 | 0,26 | 0,40 |
| 700 | 0,08 | 0,08 | 0,12 |
| 800 | 0,06 | 0,06 | 0,11 |
| 900 | 0,05 | 0,05 | 0,08 |
| 1000 | 0,03 | 0,03 | 0,05 |
| 1100 | 0,02 | 0,02 | 0,03 |
| 1200 | 0 | 0 | 0 |

Теплотехнические характеристики стали

Температурное удлинение стали $\Delta l/l$ характерно для всех видов конструкционной и арматурной стали и может быть определено из условий:

$$\text{при } 20 \text{ °C} < \theta_a \leq 750 \text{ °C: } \Delta l/l = 2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2; \quad (1.28)$$

$$\text{при } 750 \text{ °C} < \theta_a \leq 860 \text{ °C: } \Delta l/l = 11 \cdot 10^{-3}; \quad (1.29)$$

$$\text{при } 860 \text{ °C} < \theta_a \leq 1200 \text{ °C: } \Delta l/l = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a, \quad (1.30)$$

где l — длина стального элемента при $20\text{ }^\circ\text{C}$;
 Δl — температурное удлинение стального элемента;
 θ_a — температура стали.

В упрощенных расчетных моделях допустимо принимать линейную зависимость температурного удлинения от температуры. В этом случае удлинение стали следует определять по формуле

$$\Delta l/l \approx 4 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20). \quad (1.40)$$

Коэффициент удельной теплоемкости стали c_a характерен для всех видов конструкционной и арматурной стали и может быть определен из условий:

при $20\text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 600\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3, \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]};$$

при $600\text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right), \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}; \quad (1.41)$$

при $735\text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right), \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}; \quad (1.42)$$

при $900\text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 650, \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}, \quad (1.43)$$

где θ_a — температура стали.

Так же в упрощенных расчетных моделях коэффициент теплопроводности может быть принят не зависимым от температуры стали. В этом случае следует принимать следующее усредненное значение:

$$\lambda_a = 45, \text{ [Вт/(м} \cdot \text{К)]}.$$

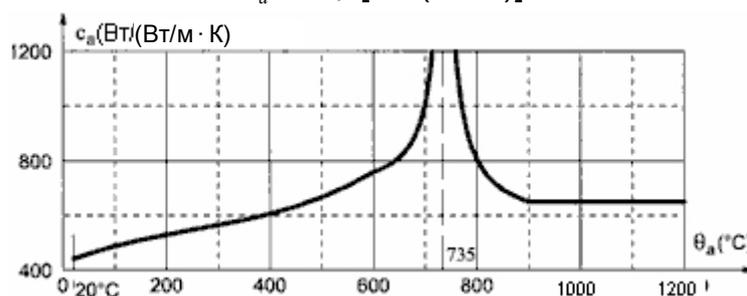


Рисунок 1.8 Зависимость коэффициента теплоемкости стали от температуры

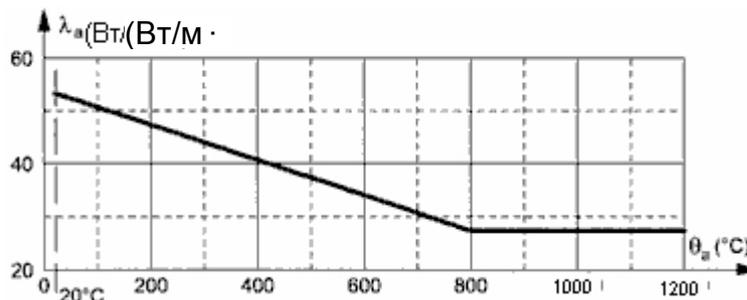


Рисунок 1.9 Зависимость коэффициента теплопроводности стали от температуры

Теплотехнические характеристики тяжелых бетонов

Температурное расширение $\Delta l/l$ тяжелых бетонов, в том числе бетонов с силикатными заполнителями, допускается определять из следующих выражений:

при $20\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$:

$$\Delta l/l = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3; \quad (1.44)$$

при $700\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$:

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-3}, \quad (1.45)$$

где l — длина бетонного элемента при $20\text{ }^\circ\text{C}$;

Δl — температурное удлинение бетонного элемента;

θ_c — температура бетона.

В упрощенных расчетных моделях допустимо принимать линейную зависимость температурного расширения бетона от температуры. В этом случае расширение бетона следует определять по формуле:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20). \quad (1.46)$$

Коэффициент удельной теплоемкости c_c сухого тяжелого бетона с силикатными или известковыми заполнителями допускается определять из выражений:

при $20\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_c = 900, \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}; \quad (1.47)$$

при $100\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100), \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}; \quad (1.48)$$

при $200\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2, \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}; \quad (1.49)$$

при $400\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_c = 1100, \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}, \quad (1.50)$$

где θ_c — температура бетона [$^\circ\text{C}$].

В упрощенных расчетных моделях коэффициент удельной теплоемкости может быть принят не зависимым от температуры бетона. В этом случае следует принимать следующее усредненное значение:

$$c_c = 1000, \text{ [Дж/(кг} \cdot \text{К)]}.$$

1.7.3.4 Вычисление изгибающих моментов

Расположение нейтральной оси в сталежелезобетонной плите перекрытия допускается определять из выражения

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{\text{slab}} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0, \quad (1.51)$$

где α_{slab} — поправочный коэффициент для использования в расчете плит перекрытия прямоугольной формы сжатой части сечения, $\alpha_{\text{slab}} = 0,85$;

$f_{y,i}$ — номинальный предел текучести f_y для элементарной площадки стали A_i , принимаемый с положительным значением в сжатой зоне относительно нейтральной оси и с отрицательным значением в растянутой зоне;

$f_{c,j}$ — расчетная прочность элементарной площадки бетона A_j при температуре 20 °С. Для бетона растянутая зона не учитывается;

$k_{y,\theta,i}$ и $k_{c,\theta,j}$ — определены соответственно согласно таблице 3.2 и таблице 3.3.

Расчетное сопротивление изгибающему моменту $M_{fi,t,Rd}$ может быть определено из выражения:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{\text{slab}} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right), \quad (1.52)$$

где z_i , z_j — расстояние от нейтральной оси до центра элементарной площадки A_i или A_j .

В неразрезных сталежелезобетонных плитах перекрытия и балках, с целью обеспечения требуемых углов поворота сечений, следует учитывать требования EN 1992-1-2 и EN 1994-1-1.

1.7.3.5 Расчет огнестойкости

Огнестойкость для незащищенных сталежелезобетонных перекрытий при стандартном огневом воздействии рассчитывается по Приложению D [37].

Предел огнестойкости по теплоизолирующей способности I с достижением на необогреваемой поверхности средней температуры, равной 140 °С, и максимальной температуры в любой точке, равной 180 °С, допускается определять по формуле

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}, \quad (1.53)$$

где t_i — предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности [мин];

A — объем бетона на единицу длины ребра [мм³/м];

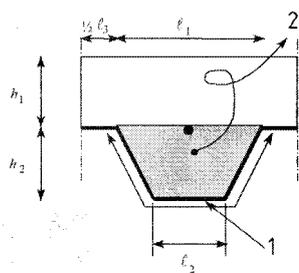
L_r — площадь ребра под огневом воздействием на единицу длины [мм²/м];

A/L_r — приведенная толщина ребра [мм];

Φ — коэффициент проекции верхней полки [–];

l_3 — ширина верхней полки [мм].

Коэффициенты a_i для тяжелого и легкого бетонов с различными значениями высоты бетонного сечения h_1 рассмотрены на рисунке 1.6 и приведены в таблице 1.8 Для промежуточных значений допустима линейная интерполяция.



1 — обогреваемая поверхность: L_r ;
2 — площадь: A

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} \quad (1.54)$$

Рисунок 1.10 Определение приведенной толщины ребра A/L_r для сталежелезобетонных перекрытий

Таблица 1.4 Коэффициенты к определению пределов огнестойкости по потере теплоизолирующей способности

| | a_0 [мин] | a_1 [мм/мин] | a_2 [мин] | a_3 [мм/мин] | a_4 [мм/мин] | a_5 [мин] |
|---------------|-------------|----------------|-------------|----------------|----------------|-------------|
| Тяжелый бетон | -28,8 | 1,55 | -12,6 | 0,33 | -735 | 48,0 |
| Легкий бетон | -79,2 | 2,18 | -2,44 | 0,56 | -542 | 52,3 |

Коэффициент формы или проекции Φ верхней полки допускается определять по формуле

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 \quad (1.55)$$

Температуру θ_a нижней полки, стенки и верхней полки стального настила допускается определять по формуле

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2, \quad (1.56)$$

где θ_a — температура нижней полки, стенки или верхней полки [°C]

Коэффициенты b_i для тяжелого и легкого бетонов определены в таблице D.2 Еврокода-4. Для промежуточных значений допустима линейная интерполяция.

Коэффициент формы Φ верхней полки и приведенная толщина ребра A/L_r допускается устанавливать согласно D.1 [37].

Температура θ_s арматурных стержней в ребре (рисунок D.2 [37]) определяется по формуле:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_3} \right), \quad (1.57)$$

где θ_s — температура дополнительного армирования ребра [°C];

u_3 — расстояние до нижней полки [мм];

z — указатель положения в ребре [мм^{-0,5}];

α — угол наклона поверхности ребра [градусы].

Коэффициенты c_i для тяжелого и легкого бетонов указаны в таблице D.3. Для промежуточных значений допустима линейная интерполяция.

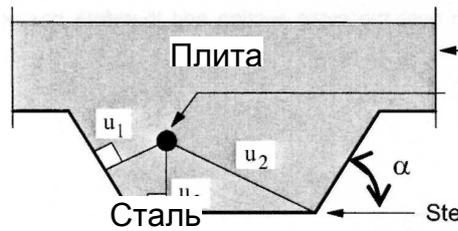


Рисунок 1.11 Параметры расположения арматурных стержней

Коэффициент z , определяющий расположение арматурного стержня:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}. \quad (1.56)$$

Расстояния u_1 , u_2 и u_3 выражаются в мм и означают: u_1 , u_2 — расстояние от центра арматурного стержня до ближайшей поверхности стенки стального настила; u_3 — расстояние от центра арматурного стержня до нижней полки стального настила.

Вклад стального настила в прочность на действие отрицательного изгибающего момента в запас огнестойкости допускается не учитывать.

Прочность на действие отрицательного изгибающего момента перекрытия следует рассчитывать для приведенного сечения. Части сечения, нагретые выше определенной предельной температуры θ_{lim} , не учитываются. Остальная часть сечения принимается не нагретой.

Рабочая часть сечения определяется относительно изотермы предельной температуры (рисунок 1.12, 1.13). Изотерму предельной температуры схематично определяют четыре характерные точки:

А) Распределение температуры в сечении

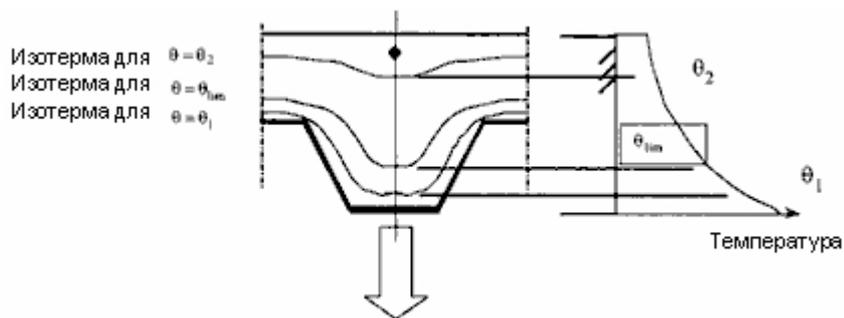


Рисунок 1.12 Схематизация изотермы

В) Схематизация характерной изотермы $\theta = \theta_{lim}$

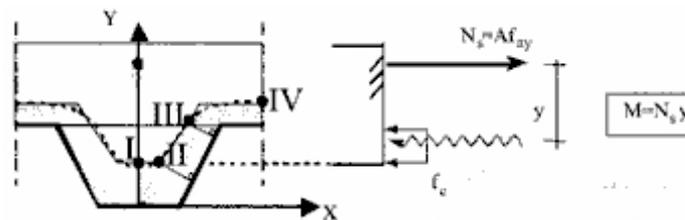


Рисунок 1.13 Определение изотермы

Предельная температура θ_{lim} определяется по формуле

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{l_3}, \quad (1.57)$$

где N_s — нормальное усилие в верхней арматуре [Н].

Коэффициенты d_i для тяжелого и легкого бетонов указаны в таблице D.4. Для промежуточных значений допустима линейная интерполяция.

Эффективная высота h_{eff} определяется по формулам:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{при } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ и } h_1 > 40 \text{ мм}; \quad (1.58)$$

$$h_{eff} = h_1 \left[1 + 0,75 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] \quad \text{при } h_2/h_1 > 1,5 \text{ и } h_1 > 40 \text{ мм}. \quad (1.59)$$

1.7.4 Расчет по рекомендациям «The fire resistance of composite floors with steel decking», изданным The Steel Construction Institute

Так же, кроме норм Еврокода 4, в иностранной практике проектирования применяются стандарты BSI.

BSI (British Standards Institution) – это Британский институт стандартов. Он основан в 1901 году и изначально занимался разработкой стандартов на сталь. На данный момент разработанными стандартами пользуются более чем в 120 странах, каждый год издаётся порядка 2000 стандартов.

Основные направления деятельности -это разработка стандартов, сертификация, тестирование продукции, обучение специалистов в области качества. Деятельность охватывает многие отрасли промышленности и сектора экономики

В области огнестойкости существует ряд стандартов, таких как:

- BS 476-20:1987 «Материалы и конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Часть 20. Метод определения огнестойкости элементов конструкции (основные принципы)»

- BS 476-21:1987 «Материалы и конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Часть 21. Методы определения огнестойкости элементов конструкций, несущих нагрузку»

- BS 476-33:1993 «Материалы и конструкции строительные. Испытания на огнестойкость. Часть 33. Испытание по полной программе в помещении для поверхностей»

- и т.д.

Эти документы используются иностранными организациями для расчета конструкций на огнестойкость.

На их основании Британским Институтом были выпущены рекомендации по проектированию сталежелезобетонных перекрытий с учетом огневого воздействия. В публикации рассматривается два метода проверки огнестойкости СБП [43].

В методе противопожарного проектирования описана процедура вычислений для оценки эксплуатационных характеристик в огне, с применением любой компоновки арматуры.

В упрощенном методе приведены правила, которые позволяют использовать стандартные арматурные сетки при проведении небольшого количества вычислений или без вычислений.

В рекомендациях рассмотрены два метода проверки огнестойкости СБП. Первый – это метод вычислений на базе теоретического поведения СБП, он является практически таким же, как метод, приведенный в начальных рекомендациях. Это метод противопожарного проектирования для оценки эксплуатационных характеристик в огне, с применением любой компоновки арматуры. Второй метод (упрощенный) - результат последних исследований и может применяться для заданных пролетов и нагрузок, обеспечивая сопротивление огню в течение двух часов. Оно (сопротивление огню) зависит от применения однослойной стандартной арматурной сетки. Оба метода рассмотрены в документе BS 5950: Часть 8: 1990 Свод правил по противопожарному проектированию.

В сталежелезобетонном перекрытии армирование необходимо для предотвращения трещинообразования, для сопротивления продольным сдвигам и, в случае пожара, будет действовать в качестве растянутой арматуры.

СБП практически всегда применяются без огнеупорной защиты профнастила, хотя опорные балки и защищены от огня. Именно такая конструкция настила обычно действует как растянутая арматура, что является предметом специального анализа поведения этих систем при пожаре.

Огнестойкость достигается за счет армирования плит пола. При высокой температуре, возникающей при пожаре, влияние стального настила на общую прочность невелика и обычно не учитывается. Применяемый подход следует методике, которая используется при расчете обычной конструкции из железобетона, когда бетон служит «изолятором», чтобы сохранять температуру арматуры, при которой она может выдерживать приложенную нагрузку. Тем не менее, из-за того, что защита арматуры от огня более надежна, чем та, что будет использована при расчете обычной конструкции из железобетона, температура арматуры будет сравнительно ниже. Растрескивания бетона не происходит [43].

При пожаре пол может рассматриваться как конструкция, имеющая шарнирные опоры или как неразрезная плита, независимо от исходного проекта. Прочность при воздействии огня обеспечивается за счет достаточного армирования. Это может быть армирование обычного типа (при комнатной температуре), дополнительное армирование для условий пожара не требуется.

Несущая способность пола при температурах, которые могут быть достигнуты в конце испытаний на огнестойкость, может быть рассчитана с помощью технических противопожарных методов или может считаться адекватной, если выполняются условия упрощенного метода.

Считается, что степень потери прочности при изгибе при воздействии огня будет выше, чем степень потери прочности при сдвиге. Поэтому считается, что достаточно показать, что пол имеет надлежащую прочность на изгиб и что вычислять деформацию не нужно, что аналогично процедуре, принятой в документе BS 8110⁽⁹⁾, то есть вычислять деформацию для условий пожара не требуется. Именно этот метод одобрен в документе BS 5950: Часть 8.

1.7.4.1 Армирование

Технический противопожарный метод позволяет применять любое расположение арматуры, если оно удовлетворяет стандартным правилам проектирования.

Важно, чтобы арматурная сетка и арматурные стержни соответствовали минимальным требованиям пластичности, приведенных в документе BS 4449: 1988⁽¹⁰⁾, что соответствует минимальному удлинению при разрыве, равному 12%. Это вызвано необходимостью обеспечить достаточный изгиб на внутренних опорах, когда уже запущен механизм пластических деформаций в неразрезных плитах при пожаре [43].

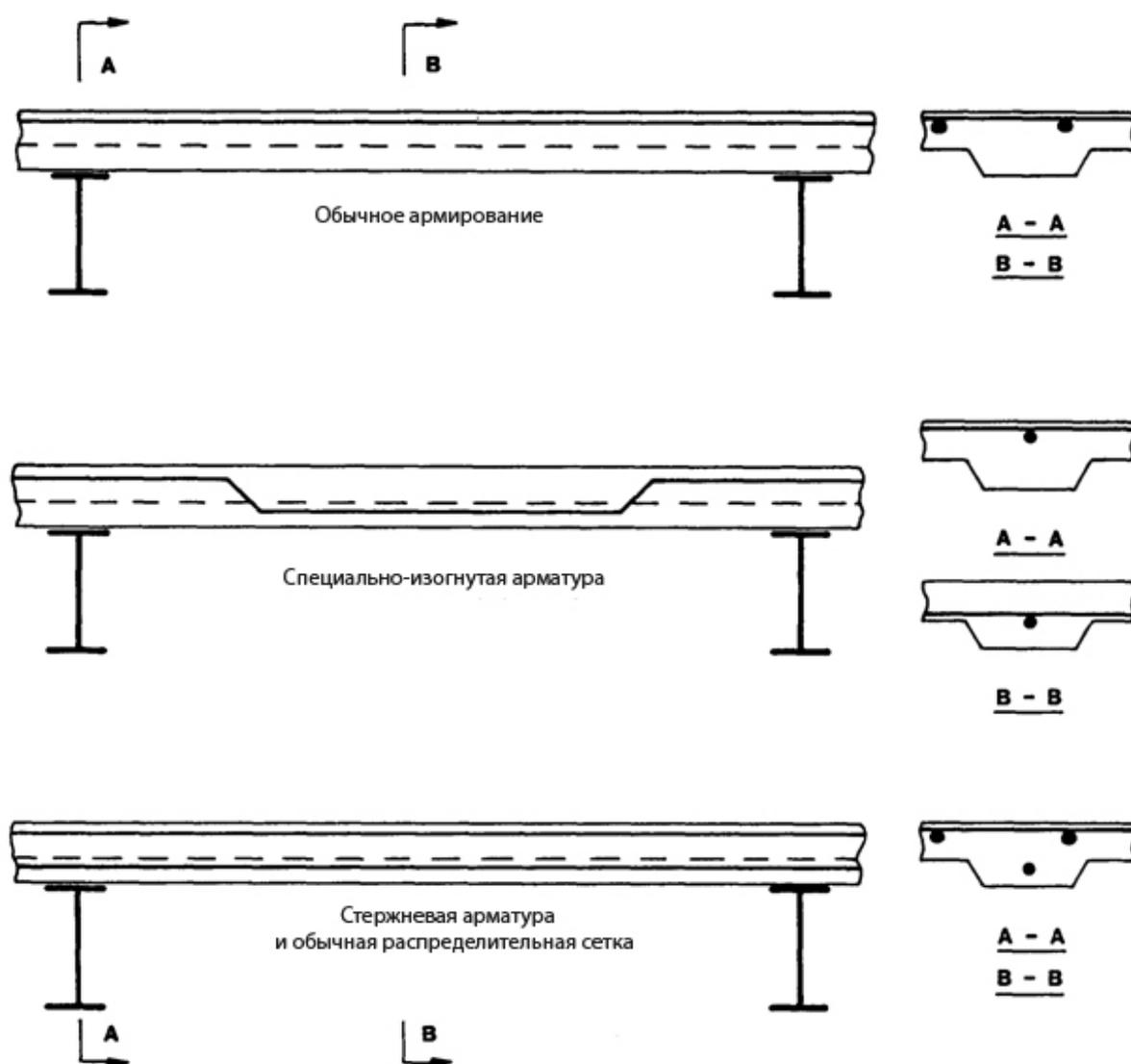


Рисунок 1.14 Расположение арматуры

Неразрезность можно достичь в проекте за счет применения двух слоев сетки или обеспечивая малый изгиб сетки. Сетки, сплетенные из проволоки малого диаметра, часто провисают под собственной массой. По мере увеличения диаметра сетки, необходимо изогнуть арматуру, чтобы сформировать «выгиб».

1.7.4.2 Противопожарное проектирование

Противопожарное проектирование основано на принципах предельного состояния. Плита пола должна противодействовать изгибу, как при шарнирных опорах, так и в неразрезной системе.

Коэффициенты надежности:

При выполнении проектирования рекомендованы следующие коэффициенты надежности:

- *Материалы*

Сталь $\gamma_{mr} = 1,0$

Бетон $\gamma_{mc} = 1,3$

- *Нагрузки*

Постоянная нагрузка $\gamma_{fd} = 1,0$

Временная нагрузка $\gamma_{fi} = 1,0$

Прочность материалов

Для проектирования при повышенных температурах прочность вычисляется следующим образом:

Армирование:

$$\text{Проектная прочность} \quad p_r = \frac{f_y K_r}{\gamma_{mr}} \quad (1.60)$$

Бетон:

$$\text{Проектная прочность} \quad p_c = \frac{0.67}{\gamma_{mc}} f_{cu} K_r \quad (1.61)$$

где f_y - предел текучести арматуры

f_{cu} - кубиковая прочность бетона

K_r - коэффициент снижения прочности;

0.67 - действительный средний коэффициент напряжения для бетона.

Температуру арматуры или бетона во время испытания на огнестойкость можно определить из таблицы 1.9.

Таблица 1.6 Зависимость температуры от времени горения

| Толщина бетонной плиты (мм) | Зависимость температуры (°C) от времени горения (часы) | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | ½ | | 1 | | 1 ½ | | 2 | | 3 | | 4 | |
| | NW | LW | NW | LW | NW | LW | NW | LW | NW | LW | NW | LW |
| 10 | 470 | 460 | 650 | 620 | 790 | 720 | * | 770 | * | * | * | * |
| 20 | 340 | 330 | 530 | 480 | 650 | 580 | 720 | 640 | * | 740 | * | * |
| 30 | 250 | 260 | 420 | 380 | 540 | 460 | 610 | 530 | 700 | 630 | 770 | 700 |
| 40 | 180 | 200 | 330 | 290 | 430 | 360 | 510 | 430 | 600 | 520 | 670 | 600 |
| 50 | 140 | 160 | 250 | 220 | 370 | 280 | 440 | 340 | 520 | 430 | 600 | 510 |
| 60 | 110 | 130 | 200 | 170 | 310 | 230 | 370 | 280 | 460 | 380 | 540 | 440 |
| 70 | 90 | 80 | 170 | 130 | 260 | 170 | 320 | 220 | 410 | 320 | 480 | 380 |
| 80 | 80 | 60 | 140 | 80 | 220 | 130 | 270 | 180 | 360 | 270 | 430 | 320 |
| 90 | 70 | 40 | 120 | 70 | 180 | 100 | 240 | 150 | 320 | 230 | 380 | 280 |
| 100 | 60 | 40 | 100 | 60 | 160 | 80 | 210 | 140 | 280 | 190 | 360 | 270 |

Расчет изгибающих моментов для неразрезных конструкций

Расчет неразрезных перекрытий основан на механизме пластических деформаций, и можно считать, что в огне происходит перераспределение моментов.

Диаграмма изгибающего момента для среднего пролета при пожаре такова, как показано на рисунке 8, а условия для адекватной способности пластического момента описывается как:

$$M_H + M_S \geq M_0 \quad (1.62)$$

где: M_H - Момент выгиба в огне на единицу ширины
 M_S - Момент прогиба в огне на единицу ширины
 M_0 - Свободно изгибающий момент на единицу ширины
 L - Пролет
 W_d - Постоянная нагрузка
 w_i - Временная нагрузка

1.7.4.3 Упрощенный метод

Этот метод состоит из размещения одного слоя стандартной сетки в бетоне. Отличается от метода противопожарного расчета тем, что не нужны вычисления. В данной работе не рассматривается.

1.7.5 Краткий сопоставительный анализ и сравнение евро норм с нормами Российской Федерации

- Важным является то обстоятельство, что основные принципы назначения характеристик бетона и арматуры в Еврокоде и в российских нормах близки друг к другу (классы по прочности, нормативные сопротивления, коэффициенты по безопасности для материалов, диаграммы деформирования, деформационные характеристики). Однако численные значения характеристик бетона и арматуры отличаются друг от друга. Различаются методы оценки соответствия.
- В Еврокод включены расчетные характеристики для бетона по цилиндрической прочности, а в России — по призменной прочности. В России имеются показатели качества бетона в виде марок по морозостойкости и водонепроницаемости, чего нет в евро нормах.
- Методы расчета прочности железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных сил — главный расчет железобетонных элементов, определяющий количество продольной арматуры, — в Еврокоде и в российских нормах основаны на единых предпосылках использования уравнений равновесия (гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры) и отличаются только некоторыми деталями.
- Методы расчета прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил и крутящих моментов в российских нормах и в Еврокоде принципиально отличаются друг от друга. В Российских нормах эти методы основаны на методике наклонных и пространственных сечений, в Еврокоде — на стержневых моделях.
- Существенные отличия между российскими нормами и Еврокодом имеются в расчете устойчивости (влияние продольного изгиба) сжатых железобетонных, а также в расчете плоских плит на продавливание и на совместное действие изгибающих и крутящих моментов в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

- Общие принципы расчета железобетонных элементов по второму предельному состоянию (по ширине раскрытия трещин и по деформациям) в российских нормах и в Еврокоде близки друг другу. Отличия состоят в отдельных расчетных параметрах.
- Еврокод делает упор на приближенных приемах оценки раскрытия трещин и деформаций, а российские нормы приводят в более полном и развернутом виде расчетные зависимости.
- Конструктивные требования, приведенные в российских нормах, в целом приближены к Еврокоду. Это относится в первую очередь к анкеровке арматуры, толщине защитного слоя бетона, расстоянию между арматурными стержнями.
- В российских нормативных документах содержатся более полные требования к расчету конструктивных систем (расчет на устойчивость, определение горизонтальных и вертикальных перемещений, расчет на прогрессирующее разрушение, определение усилий в элементах конструктивной системы и т.д.), а также указания по определению жесткостных характеристик железобетонных элементов для различных расчетных ситуаций.
- В Еврокоде полностью отсутствуют разделы, касающиеся усиления конструкций. Из числа возможных дефектов и повреждений, учет которых может понадобиться при расчете, упомянуты только геометрические неточности. В то же время при проведении поверочных расчетов, предшествующих решению об усилении конструкций, необходим учет ряда других повреждений и дефектов (например, частичного нарушения сцепления арматуры с бетоном в результате ее коррозии, учет влияния доэксплуатационных трещин, механических повреждений и др.).
- Многие расчетные положения в Еврокоде приводятся в виде словесных формулировок, в то время как в российских нормативных документах расчетный материал присутствует в виде последовательной системы расчетных зависимостей.
- В Еврокоде отсутствуют документы по проектированию сборных и сборно-монолитных конструкций перекрытий и большепролетных покрытий с учетом совместной работы элементов (плит с плитами, плит с ригелями и стенами).
- В Еврокоде даны более подробные и понятные требования по сцеплению и анкеровке арматуры с бетоном, а также требования по выносливости, нормативы изменчивости и др.
- Еврокод ориентируется на Европейский стандарт EN 10138, который регламентирует значительно более высокие требования к напрягаемым арматурным канатам и проволоке, чем отечественные ГОСТы. Так, за нормативный предел текучести в Еврокоде принята величина $\sigma_{0,1}$, а не $\sigma_{0,2}$, как в СНиП. Кроме того, введены классы прочности по релаксации, даны нормативные диаграммы растяжения и нормы по выносливости и анкеровке в зависимости от технологии преднапряжения. Коэффициент надежности принят 1,15.
- Российский ГОСТ Р 52544 гармонизирован со стандартом EN 10080 по нормативным требованиям по всем показателям арматуры классов А500С и В500С, однако в нем нет класса А600С, который предусмотрен евронормами
- В НИИЖБ разработана более универсальная методика оценки качества и прочности сцепления арматуры различного профиля с бетоном с учетом его прочности. При помощи этой методики разработан новый

четырёхсторонний серповидный профиль арматуры, не уступающий по прочности сцепления кольцевому профилю, а по пластичности разрушения двустороннему серповидному

- Ряд основных оценок степени агрессивного воздействия сред, приведенных в EN и в отечественных нормах, практически совпадает, но наши нормы отличаются большей детализацией [95].

В строительных кругах часто говорят об объединении российских и зарубежных норм. Таким образом, для того, чтобы документы не противоречили друг другу, требуется провести огромную работу по сравнению и доработке норм проектирования. В том числе, в настоящее время расчет конструктивных систем производится, как правило, с использованием метода конечных элементов. Поэтому в гармонизированных нормах целесообразно привести способы моделирования отдельных железобетонных элементов и построения общей конечно-элементной модели конструктивной системы.

Принимая за основу евроноормы, так же необходимо выполнить комплекс исследований для изучения применимости (и выполнимости) требований евроноорм в российской строительной практике [95].

В данной работе проведено сравнение методик и результатов расчетов по российским и европейским нормам.

1.8 Научные работы и диссертации отечественных и зарубежных исследователей на тему огнестойкости сталежелезобетонных перекрытий

Теоретические основы расчета отдельных элементов, составляющих сталежелезобетонные конструкции, (железобетонная плита, профилированный стальной настил, металлическая балка) определили основные идеи проектирования, направления совершенствования, а также экспериментальных исследований конструкции в целом.

Успешное применение и дальнейшее развитие сталежелезобетонных конструкций полностью обязано обширной программе экспериментально-теоретических исследований, проведенных в этой области, как в нашей стране, так и за рубежом. Следует отметить работу Потера и Грейманна Л.Ф. [41], в которой исследовалась прочность связи на сдвиг сталежелезобетонной плиты, армированной профлистом, и скрепленной со стальной балкой гибкими цилиндрическими анкерами. Отмечается, что прочность увеличивается до 33 %, если такие анкера присутствуют.

В исследованиях Латтрелла Л.Д., Прасаннана С. и Райта Х.Д., Иванса Х.Р., авторы изучают влияние формы профлиста, его толщины, конфигурации рифов, места их расположения по граням листовой профилированной арматуры, марки бетона по плотности на прочностные свойства сталежелезобетонной плиты.

В исследованиях Рабиновича Р.И., Богданова А.А., Карповского М.Г., выполненных в ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и Донецком Промстройниипроекте совместно с НИИЖБ, экспериментально изучалась работа комбинированных плит в комплексе с железобетонными и стальными балками перекрытий. Предложены расчетные методики, которые исходят из основных положений теории железобетона, развитой применительно к конструкциям с обычной (гибкой) арматурой. Выполнен экономический анализ применения плит с различными уровнями нагружения.

Работы Колбаскина В.Г., Кучера В.В., Кваша А.А, выполненные в Челябинском политехническом институте и Челябинском Промстройниипроекте [45], посвящены исследованию способов анкеровки стального профилированного настила в бетоне анкерующими рифами, проштампованными на поверхности профиля, и отгибами полок и стенок настила по его концам. Именно благодаря их исследованиям был предложен и внедрен в производство на Челябинском заводе профилированного стального настила новый тип профиля с анкерующими рифами, разделенными по высоте на две части. Разработана методика расчета прочности анкеровки профилированного стального настила с рифами.

В 1984 году НИИЖБ и ЦНИИПромзданий Госстроя СССР при участии ряда других институтов издали первые «Рекомендации по проектированию монолитных перекрытий со стальным профилированным настилом, используемым в качестве опалубки и внешней арматуры» [19]. В них содержатся основные положения по проектированию, конструктивные решения, способы расчета в стадии возведения и эксплуатации по прочности и деформативности изгибаемых элементов плит, армированных стальным профилированным настилом, и комбинированных балок. Кроме того, в Рекомендациях даны примеры расчета, охватывающие наиболее типичные случаи конструктивного решения [28].

В книге Стрелецкого Н.Н. [52] обобщен отечественный и зарубежный опыт применения сталежелезобетонных пролетных строений в автодорожных, городских и железнодорожных мостах. Приведены данные о наиболее интересных решениях, разработанных ЦНИИпроектстальконструкцией, Гипротрансмостом, Ленгипротрансмостом. Описаны методы расчета, конструкции и особенности возведения сталежелезобетонных пролетных строений. Рассмотрены способы объединения железобетона и стали и конструкции сборной железобетонной проезжей части, включая новые решения с использованием высокопрочных болтов и клеевых составов.

Из современных исследователей сталежелезобетонных конструкций стоит отметить работы Дмитриева А.Н.[62], в которых разработана методика расчета фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций (в том числе конструкций с жесткой арматурой), дающая возможность с достаточной для практики точностью учесть их сложное поведение в условиях пожара.

Также немаловажным трудом для понимания процессов, происходящих при огневом воздействии, является книга Федорова, Левитского, Молчадского и Александрова [29], в которой обобщены экспериментальные данные и приведены методы оценки огнестойкости и пожарной опасности строительных конструкций в условиях стандартных испытаний и «реальных» пожаров.

Изучению напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной конструкции посвятили свою работу Замалиев, Сагитов и Хайрутдинов [71]. В своей работе они описывают испытание, целью которого являлось определение напряженно-деформированного состояния фрагмента сталежелезобетонного перекрытия при статических нагрузках. Так же приведены графики развития прогибов, деформаций сдвига на границе сталь-бетон и деформаций нижнего пояса стальных балок перекрытия.

Некоторые работы по определению огнестойкости железобетонных конструкций так же помогли в освещении вопроса огнестойкости сталежелезобетонных конструкций. К примеру, целью работы Ель Мутассима Ларби [83] являлось совершенствование методов расчета железобетонных конструкций с учетом оценки их огнестойкости и остаточной прочности. В

работе было показано, что приведенные в нормативных документах данные о коэффициентах условий работы арматуры и коэффициентах снижения модуля упругости бетона от температуры не согласованы, что приводит к существенным погрешностям в расчетах. Определено условие, которое обеспечивает снижение прочности и повышение деформативности арматуры при нагреве. Были получены результаты экспериментальных исследований прочностных и деформативных характеристик арматуры классов А500С при нагреве. Была разработана методика расчета напряженно-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных конструкций при пожаре.

Для написания работы были также изучены диссертации и статьи иностранных исследователей такие как:

- «Ultimate strength of a steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting» *Engineering Structures, Volume 32, Issue 2, February 2010*, Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong [45]

В диссертации было экспериментально исследовано поведение сталежелезобетонных перекрытий. Основные цели заключались в разработке сталежелезобетонных перекрытий для мостов, (которые могут перекрыть большее пространство, а весят при этом меньше, чем обычные железобетонные плиты) и экспериментальной проверке предлагаемого перекрытия. Было протестировано восемь образцов с различными напряжениями для оценки горизонтального сдвига в предлагаемой системе перекрытий с помощью эмпирического метода. Было выведено, что предел прочности и начальное растрескивание бетона при нагрузке, прилагаемой к перекрытию, под действием изгибающего момента примерно в 2,5 и 7,1 раза больше соответственно, чем у обычного железобетонного перекрытия, в то время как вес сталебетонного перекрытия примерно на 25% меньше, чем у железобетонного.

- «Steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting» *Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issues 8-9, August-September 2009, Pages 1751-1762*, Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong [46]

В этой статье представлены результаты экспериментального исследования сталежелезобетонных плит моста. Были изготовлены 2 образца плит и испытаны на статическую нагрузку, для изучения грузоподъемности. Результаты испытаний показывают, что конечная грузоподъемность предлагаемого сталежелезобетонного перекрытия, по крайней мере на 220% больше, чем у обычного железобетонного перекрытия, при том что весит оно примерно на 25% меньше, чем железобетонное перекрытие. Обобщены результаты испытаний, приведены выводы и рекомендации для будущих исследований.

- «Innovations in composite slabs incorporating profiled steel sheeting» *Advances in Building Technology, 2002, Pages 191-198*, R.Q. Bridge, M. Patrick [48]

В работе описано использование профнастилов из стали в роли опалубки. С 1960-х годов разработка таких перекрытий началась в Австралии, там же началось изучение сталебетонных перекрытий, их внедрение в строительство. Было выведено, что использование сталебетонных перекрытий существенно

сокращает сроки строительства и общую стоимость строительства, что в сочетании с конкуренцией со стороны ряда других конструкций привело к новым технологическим разработкам и разработке новых методов проектирования.

- «The use of profiled steel sheeting in floor construction» *Journal of Constructional Steel Research, Volume 7, Issue 4, 1987, Pages 279-295* H.D. Wright, H.R. Evans, P.W. Harding [44]

В работе исследованы перекрытия, используемые в обычных и высотных зданиях. Описан состав и общие принципы конструкции сталебетонного перекрытия, которые в 90-х стали популярны в Великобритании ввиду ускорения сроков строительства и выигрыша в стоимости строительства. Авторы провели около 200 испытаний, в результате которых сделали ряд выводов о плюсах и минусах использования таких перекрытий в строительстве.

- «Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel–concrete beams at elevated temperatures», *Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issue 3, March 2009, Pages 662-674*, O. Mirza, B. Uy [49]

В работе разработано двумерное поле распределения температуры во время пожара на основе метода конечных элементов, которое может быть применено и к железобетонным перекрытиям. Поведение сталежелезобетонных плит в условиях пожара сильно зависит от взаимодействия плиты с окружающими элементами, которые включают стальные балки, сталь крепежа и упоров. Это исследование было проведено, чтобы рассмотреть последствия повышения температуры на поведение стальных балок под плитами. В результате действия повышенных температур, естественно, изменились свойства материалов. Эти исследования были сопоставлены с экспериментальными испытаниями в двух вариантах: при температуре окружающей среды и при повышенных температурах. Кроме того, для исследования повышенных температур, модели были загружены постепенно до предельной нагрузки для иллюстрации возможностей конструкции выдержать нагрузки во время пожара. Сделан вывод, что прочность на сдвиг такого перекрытия при огневом воздействии невелика, но при этом профилированный стальной настил обладает гораздо большей огнестойкостью при совместной работе с плитой.

Дальнейший прогресс в этой области исследователи видят в разработке новых способов обеспечения совместной работы бетона и профилированного стального листа, в совершенствовании методов расчета, в облегчении перекрытий за счет применения легкого бетона, в увеличении огнестойкости перекрытия, совершенствовании технологии монтажа, разработке новых типов стальных профилированных листов и анкерных связей, объединяющих плиту и металлическую балку, и т.д [80].

1.9 Выводы по Главе 1. Постановка задачи исследования

Итак, на основании предыдущих глав (анализа существующей литературы и нормативной базы) можно сделать вывод, что:

- в соответствии с СП 52-103-2007 [22], в котором есть пункт 4.3, где сказано, что конструкции должны отвечать требованиям СТО 36554501-006, проектировщики неизбежно сталкиваются с проблемой обеспечения огнестойкости и огнесохранности ж/б конструкций;

- Технический регламент о пожарной безопасности и 12 Сводов Правил, по мнению специалистов пожарной безопасности, имеют массу недостатков и недоработок,

- вопросы огнестойкости не до конца изучены особенно в области сталежелезобетонных конструкций;

- вопрос о гармонизации российских и европейских норм требует ответа о возможности применения европейских норм на территории РФ.

А значит - сравнение методик расчетов и выведение алгоритма расчета на огнестойкость сейчас являются важными и актуальными на данный момент и требуют внимания.

Целью работы является оценка возможности использования европейских норм по расчету огнестойкости сталежелезобетонных перекрытий и их адаптация на территории Российской Федерации.

Для осуществления цели, обозначенной в настоящей работе, необходима последовательная постановка и решение отдельных задач в 4 этапа:

- 1) Рассмотрение предельного равновесия трех фрагментов сталежелезобетонных балочных перекрытий, отличающихся между собой рядом параметров (высота профиля, диаметр верхней и нижней арматуры, нагрузка), по методике, предложенной в нормах, действующих на настоящий момент на территории Российской Федерации; подбор геометрических и физических характеристик конструкции под заданную нагрузку;

- 2) Рассмотрение предельного равновесия указанных выше фрагментов перекрытий по методике, предложенной в Еврокоде-4; подбор частных коэффициентов, позволяющих максимально соответствовать методикам друг другу;

- 3) Рассмотрение предельного равновесия указанных выше фрагментов перекрытий по методике, предложенной в рекомендациях «The fire resistance of composite floors with steel decking», изданных The Steel Construction Institute;

- 4) Исследование фрагмента сталежелезобетонного перекрытия методом конечных элементов.

Далее перейдем к рассмотрению конкретных методик с примерами расчетов. Как уже было сказано выше, в последующей главе будут показаны варианты расчета моделей по различным методикам, действующим на территории РФ и на территории Европы.

Глава 2. Теоретические исследования

2.1 Описание модели исследования

Сталежелезобетонное перекрытие является поперечноизгибаемой анизотропной ортотропной конструкцией.

Наиболее важными параметрами при проектировании такой конструкции являются:

- Тип/марка профилированного листа;
- Класс бетона по прочности;
- Характер армирования;
- Нагрузка.

Механические свойства сталежелезобетонной плиты, подвергнутой огневому воздействию, намного сложнее, чем поведение просто стальных балок или железобетонного перекрытия. Большая разновидность таких конструкций и разнообразие их конструктивного исполнения требует научно-обоснованного подхода к вопросу обеспечения требуемых пределов огнестойкости.

2.1.1 Требования к материалу сталебетонного перекрытия

В плитах сталежелезобетонных перекрытий применяется тяжелый или легкий [37] бетон. Класс прочности тяжелого бетона на сжатие на обычных или мелкозернистых заполнителях составляет не ниже В15.

Изготовление и технические характеристики для применения стальных профилированных настилов соответствуют требованиям ГОСТ 24045-94.

Арматура применяется из стержней периодического профиля класса АIII и проволоки класса Вр-1.

Стальные балки, на которые опирается монолитная плита, изготавливают из прокатных или составных профилей. [16]

2.1.2 Выявление набора показателей, характеризующих объект исследования

1) Граничные условия

а) Закрепление

Плита перекрытия может быть закреплена различными способами. Для упрощения пространственную схему можно привести к балочному виду: к балке, закрепленной по краям либо шарнирно, либо жестко, либо со свободным концом. Балочная схема приемлема в связи с тем, что при огневом воздействии идет линейное образование пластических шарниров.

Встречаются следующие схемы закрепления:

а) Оба конца балки закреплены шарнирно



Рисунок 2.1 Эпюра моментов при шарнирном закреплении

б) Оба конца балки закреплены жестко (заделка)



Рисунок 2.2 Эпюра моментов при жестком закреплении

в) Один конец балки закреплен шарнирно, другой жестко



Рисунок 2.3 Эпюра моментов при жестком закреплении с одной стороны и шарнирном с другой

г) Балка представляет собой консоль – один конец жестко закреплен, другой конец - свободный



Рисунок 2.4 Эпюра моментов в случае консоли

Представленные выше схемы не часто используются в строительстве. При проектировании чаще встречаются многопролетные схемы, в частности - неразрезные балки: цельные балки, лежащие на нескольких опорах. С промежуточными опорами такие балки обычно соединены шарнирно. Концевые опоры могут быть или шарнирными или защемленными.

Неразрезные балки представляют собой статически неопределимые системы, так как для их расчета уравнений статики недостаточно. Эти балки могут быть рассчитаны с помощью теоремы о трех моментах или методом сил.

Как правило, расчет многопролетной системы сводится к расчету 2-х или 3-х пролетной конструкции, в зависимости от степени точности расчетов.



Рисунок 2.5 Эюра моментов в неразрезной 2-х пролетной балке

б) Длина пролета

Длина пролета принята 3 м из опыта проектирования и из соображений оптимальности транспортного габарита – заводская длина профилированного листа составляет 6 м.

2) Огнестойкость

Для работы были взяты 3 варианта зданий: жилое, общественное и производственное.

1. Жилое здание. Располагается по адресу г. Санкт-Петербург, ул. Гданьская, д.18. Здание 5-этажное. Рассматриваемое помещение – чердак.
2. Административное здание. Офисный центр, проектируемое перекрытие - под спортивным залом. Находится по адресу г. Санкт-Петербург, пр. Бакунина, д.5. Здание 6-этажное.
3. Производственное здание. Рассматриваемое помещение - ремонтный цех гидромеханических передач автопарка №6 "Спецтранс". Адрес - г. Санкт-Петербург, пр. Энергетиков, д. 59. Здание 2-х этажное.

Пределы огнестойкости приняты исходя из Технического регламента [2] на основании степени огнестойкости здания:

1. Жилое здание 5-этажное, высота – 18м, площадь этажа 1150 м². По таблицам получаем, что степень огнестойкости здания – III, класс конструктивной опасности – С1. Отсюда следует, что предел огнестойкости перекрытий для такого здания – не менее REI45.
2. Общественное здание офисного центра - здание 6-этажное, высота – 20,5 м, площадь этажа – 2950 м². По таблицам получаем, что степень огнестойкости такого здания – II. Отсюда по таблицам СНиП следует, что предел огнестойкости межэтажных перекрытий в таком здании должен составлять не менее REI45.
3. Производственное здание - здание 2-х этажное, высота – 9,6 м, категория пожарной опасности – В, степень огнестойкости здания – IV. Согласно СНиП, предел огнестойкости перекрытий должен быть не ниже REI45.

В данной работе не рассматриваются пределы огнестойкости по потере целостности и теплоизолирующей способности.

3) Действующая нагрузка

На межэтажное перекрытие могут действовать различные сосредоточенные и распределенные нагрузки, такие как: собственный вес конструкции, вес пола, вес людей, оборудования и так далее.

Исходя из СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», в котором указаны нормативные значения равномерно распределенных нагрузок в зависимости от типа помещения, и нагрузок от пола и оборудования, можно сказать, что обычно нагрузка на перекрытие может минимально составлять $0,3 \text{ т/м}^2$ (если мы не имеем дело с производственными помещениями). В производственных зданиях иногда приходится сталкиваться с нагрузкой даже более 2 т/м^2 , но в данной работе за диапазон нагрузок будет принята q от $0,3$ до 2 т/м^2 .

4) Профилированный лист

Одним из важнейших параметров для сталежелезобетонного перекрытия является профилированный лист.

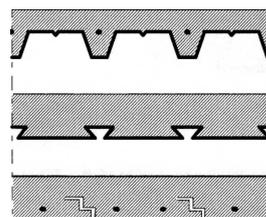
Профилированные листы бывают типовые (технические условия на такие профилированные листы регламентируются ГОСТ 24045-94) и нетиповые (типа «ласточкин хвост»).

Ниже приведены решения железобетонных плит по профилированному настилу, с наличием или без арматуры.

Трапецевидный профиль

Возвратный профиль

Плоский профиль



В работе рассматриваются типовые профилированные листы по ГОСТ 24045-94. Согласно стандарту, для перекрытий могут применяться профилированные листы вида Н (несущие) или НС (несущие, стеновые). Существуют следующие профнастилы, используемые в строительстве (по ГОСТ): НС 35, НС 44, Н 57, Н60, Н75 и Н114.

Далее в работе рассмотрены 3 наиболее распространенных варианта:

1) Профилированный лист Н 57

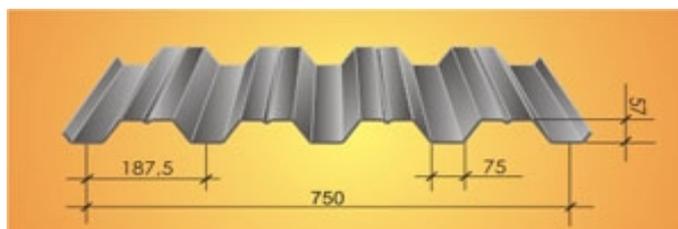


Рисунок 2.6 Профилированный лист Н57-750-0,9 по ГОСТ 24045-94

Такой профнастил имеет высокую несущую способность, может выдерживать значительные нагрузки. В сталежелезобетонном перекрытии так же выполняет роль несъемной опалубки.

2) Профилированный лист Н 75

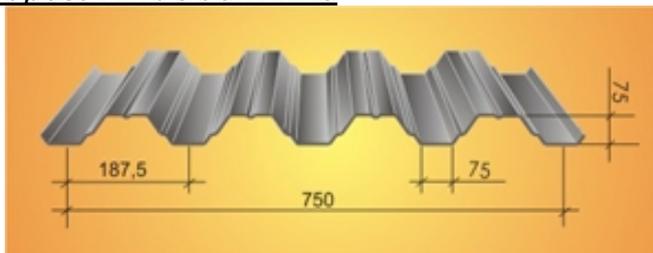


Рисунок 2.6 Профилированный лист Н75-750-0,9 по ГОСТ 24045-94

Профнастил Н75–750–0,7..0,9 изготавливается в соответствии с ГОСТ 24045–94 из оцинкованной стали длиной от 2 до 12 м.

3) Профилированный лист Н 114

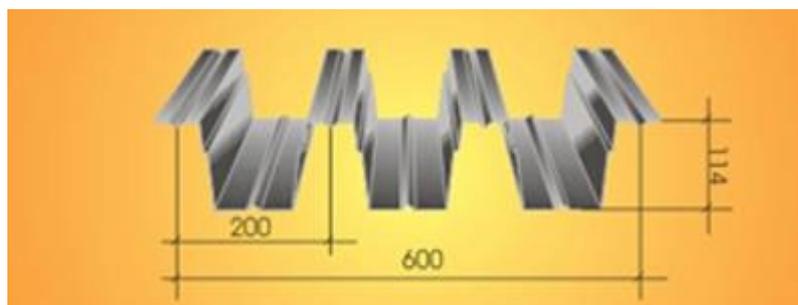


Рисунок 2.7 Профилированный лист Н114-600-0,9 по ГОСТ 24045-94

Применяется для устройства кровель в районах с большими ветровыми и снеговыми нагрузками, а также в качестве несъемной опалубки при устройстве монолитных перекрытий.

5) **Бетон**

Важнейшим элементом сталежелезобетонного перекрытия является бетон.

Класс бетона - это числовая характеристика какого-либо его свойства, принимаемая с гарантированной обеспеченностью 0,95.

Согласно ГОСТ 26633-91 «Бетоны тяжелые и мелкозернистые», для бетонов установлены следующие классы по прочности на сжатие: В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; В65; В70; В75; В80.

В строительстве наиболее часто используются бетоны от класса В7,5 (для стяжек или выравнивающих слоев) до В40 (ригели, балки, здания метро, дамбы).

При проектировании перекрытий чаще всего закладываются классы бетона от В15 до В30. Так как класс бетона мало влияет на методику расчета конструкции, то у каждой модели он принят одинаковый – В25.

6) **Способ армирования и арматура**

Последним, но не менее важным, параметром конструкции сталежелезобетонного перекрытия является арматура.

Нижняя арматура: Согласно ГОСТ 5781-82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций», в зависимости от механических свойств арматурная сталь подразделяется на классы:

- A-I (A240),
- A-II (A300),
- A-III (A400),
- A-IV (A600),
- A-V (A800),
- A-VI (A1000).

Арматурная сталь изготавливается: класса A-I - гладкой; класса A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI - периодического профиля.

Диаметр арматуры AIII, по ГОСТ 5781-82, находится в диапазоне 6-80 мм.

Для исследования были приняты следующие наиболее используемые диаметры арматурных стержней:

- нижняя арматура (стержни) – диаметром от 8 до 12 мм.

Верхняя арматура: Сетка сварная – сетка, образованная из 2-х перпендикулярных проволок, сваренных в местах пересечения методом контактной точечной сварки.

Для исследования приняты следующие параметры стержней сетки:

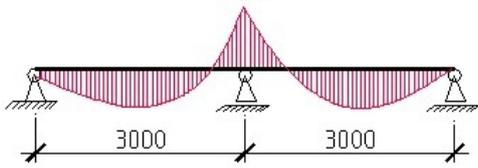
- верхняя арматура (сетка) – класс арматуры – Вр-1 (диаметр 3 мм) и A400 (диаметр от 8 до 10 мм). Шаг сетки, соответственно: 3x50x50, 6x100x100, 10x200x200.

Арматура закладывается непрерывной, так как это удобно с точки зрения технологии устройства такого перекрытия. Так же непрерывность арматуры обеспечивает неразрезность конструкции.

2.2 Сводная таблица по исследуемым моделям

Таким образом, сводную таблицу по всем трем исследуемым моделям можно представить следующим образом:

Таблица 2.1 Сводная таблица по моделям

| | Модель 1 | Модель 2 | Модель 3 |
|------------------------------------|--|---|---|
| Схема закрепления и эпюра моментов |  | | |
| Тип здания | жилое | административное | производственное |
| Адрес (г. Санкт-Петербург) | ул. Гданьская, д. 18 | пр. Бакунина, д. 5 | пр. Энергетиков, д. 59 |
| Тип помещения | чердачное | спортивный зал | цех ремонта гидромеханических передат |
| Предел огнестойкости | R60 | R60 | R60 |
| Действующая нагрузка | 0,37 т/м ² | 0,82 т/м ² | 1,81 т/м ² |
| Профилированный лист | H57-750-0,9 | H75-750-0,9 | H114-600-0,9 |
| Класс бетона | B25 | B25 | B25 |
| Способ армирования и арматура | Верхняя: Вр-1, сетка 3мм, шаг 50x50 Нижняя: А-III 8мм | Верхняя: А-III, сетка 6мм, шаг 100x100 Нижняя: А-III 10мм | Верхняя: А-III, сетка 10мм, шаг 200x200 Нижняя: А-III 12мм |
| Общая толщина перекрытия | 107мм | 150мм | 214мм |

2.3 Исследования модели

Для исследования модели в работе изучено 3 способа расчета сталежелезобетонных конструкций на огнестойкость: по Пособию Милованова к СТО 36554501-006-2006, по Eurocode-4 «Design of composite steel and concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design» и по рекомендациям «The fire resistance of composite floors with steel decking», изданным The Steel Construction Institute. Теоретическая основа этих методов расчета изложена в Главе 1. Так же было проведено исследование численным методом – методом конечных элементов.

2.3.1 Расчет на огнестойкость по Пособию к СТО 36554501-006-2006

2.3.1.1 Пример расчета для Модели 1

Исходные данные:

- Плита – сталежелезобетонная
- Тип профилированного листа – Н 57-750-0,9
- Класс бетона – В25
- Класс арматуры – А 400 (AIII)

- Диаметр арматуры – 8 мм, сетка $d=3\text{мм}$, шаг 50×50 .

Размеры сечения сталежелезобетонной плиты:

Характеристики профилированного настила Н 57-750-0,9.

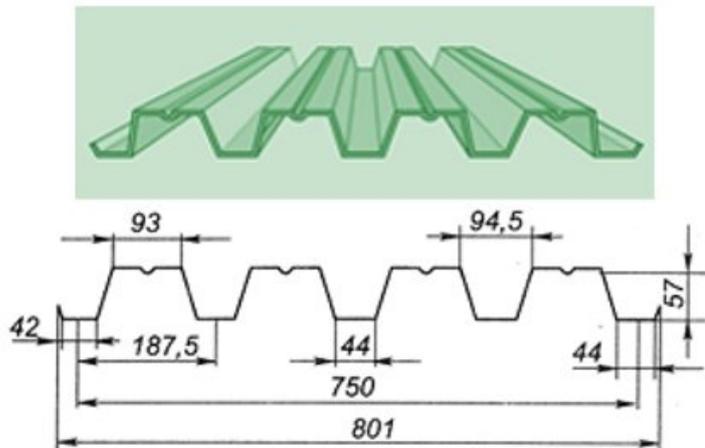


Рисунок 2.8 Габариты профилированного листа Н57-750-0,9

- $b'_f = 187,5 \text{ мм}$
- $b_1 = 93 \text{ мм}$
- $b_2 = 143,5 \text{ мм}$
- $h_{\text{проф}} = 57 \text{ мм}$
- $t = 0,9 \text{ мм}$

Габариты плиты сталежелезобетонного перекрытия:

- $h = 107 \text{ мм}$
- $h'_f = 50 \text{ мм}$

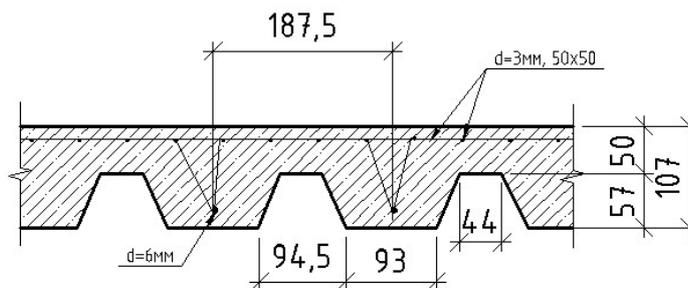


Рисунок 2.9 Фрагмент плиты перекрытия

Огнестойкость:

Длительность огневого воздействия - $T = 60 \text{ мин.}$

Требуемый предел огнестойкости – R60.

Размеры перекрытия:

- Расстояние между балками перекрытия – $l = 3000 \text{ мм.}$
- Толщина перекрытия $h = 107 \text{ мм;}$

- Высота в сжатой зоне $h'_f = 50$ мм;

Арматура в плите:

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения:

$$a = 30 \text{ мм}$$

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения:

$$a' = 25 \text{ мм}$$

Усилия от нормативной нагрузки:

Нагрузка от собственного веса железобетонной плиты определяется по приведенной толщине бетона h_b (рисунок 2.10).

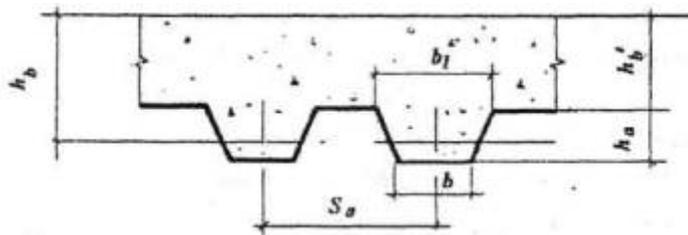


Рисунок 2.10 Поперечное сечение плиты

Приведенная толщина железобетонной плиты определяется по формуле

$$h_b = h'_b + \frac{(b + b_1)}{2 * S_0} * h_a$$

Отсюда приведенная толщина перекрытия равна:

$$h_b = 50 + \frac{(143,5 + 93)}{2 * 187,5} * 57 = 85,9 \text{ мм}$$

Изгибающий момент от нормативной нагрузки вычисляется как:

$$1) M = \frac{q * l^2}{8}$$

Постоянные нагрузки:

Нагрузка от веса перекрытия (2,5x0,086+0,02) и пола (керамзит, 150мм):

$$q_{\text{пол}} = 2,5 * 0,086 + 0,02 + 0,06 = 0,3 \text{ т/м}^2$$

Временные нагрузки:

Нагрузка для чердачного помещения: $q_k = 0,07 \text{ т/м}^2$

Расчет на огнестойкость ведется без учета коэффициентов надежности по нагрузке, поэтому нагрузка, принимаемая в расчет, равна:

$$q_{\text{общ}} = q_n + q_{\text{пола}} + q_{\text{св}} = 0,07 + 0,06 + 2,5 * 0,086 + 0,02 = 0,37 \text{ т/м}^2$$

Отсюда:

$$M_1 = \frac{0,37 * 3^2}{8} = 0,41 \text{ тс*м} = 4,1 \text{ кН*м};$$

$$2) M = \frac{9 * q * l^2}{128}$$

$$M_2 = \frac{9 * 0,41 * 3^2}{128} = 0,22 \text{ тс*м} = 2,2 \text{ кН*м};$$

$$M_1 > M_2$$

Значит, при расчетах будем сравнивать полученное значение со значением M_1 .

Обычно сталебетонное перекрытие рассчитывают как тавровую балку шириной в волну профнастила.

Тогда для балки расчетные величины будут следующие:

- Высота сечения $h = 107$ мм;
- Ширина ребра таврового или двутаврового сечения $b = 118,25$ мм;
- Высота полки в сжатой зоне $h'_f = 50$ мм;
- Ширина полки в сжатой зоне $b'_f = 187,5$ мм;

Изгибающий момент для тавровой балки:

$$M = \frac{M_1 * 187,5}{1000} = 0,076 \text{ т/м} = 0,76 \text{ кН*м}$$

Площадь растянутой арматуры ($d=8$ мм; стержней – 1 шт.):

$$A_s = 50,3 \text{ мм}^2;$$

Площадь сжатой арматуры (сетка, $d=3$ мм, шаг 50×50 ; стержней - 3шт.):

$$A'_s = 7,1 * 3 = 21,3 \text{ мм}^2;$$

Определение нормативного сопротивления бетона

Класс бетона - В25, отсюда по СП 52-101 определяем:

- Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы:

$$R_{bn} = 18,5 \text{ МПа} .$$

- Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы:

$$R_{btn} = 1,55 \text{ МПа} .$$

- Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию :

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}$$

- Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:

$$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$$

- Нормативное сопротивление сжатию при действии температуры:

$$R_{bnt} = R_{bn} * \gamma_{bt} = 18,5 * 0,9 = 16,7 \text{ МПа}$$

Учет особенностей работы бетона в конструкции

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки:

$$\gamma_{b1} = 1$$

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание бетона:

$$\gamma_{b3} = 1$$

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий характер разрушения бетонных конструкций:

$$\gamma_{b4} = 1$$

Отсюда получаем:

- Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию:

$$R_b = \gamma_{b1} * \gamma_{b3} * \gamma_{b4} * R_b = 1 * 1 * 1 * 14,5 = 14,5 \text{ МПа} .$$

- Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:

$$R_{bt} = \gamma_{b1} * R_{bt} = 1 * 1,05 = 1,05 \text{ МПа} .$$

- Начальный модуль упругости:

$$E_b = 30000 \text{ МПа} .$$

Характеристики арматуры

Класс продольной арматуры - А400.

- Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению и сжатию:

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа} .$$

- Нормативное значение сопротивления арматуры растяжению:

$$R_{s,n} = 400 \text{ МПа} .$$

- Модуль упругости арматуры:

$$E_s = 200000 \text{ МПа} .$$

Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

Согласно п. 6.2.7 СП 52-101, по формуле 6.12 получаем:

$$e_{s,el} = R_s / E_s = 355 / 200000 = 0,00178$$

$$e_{b,ult} = 0,0035$$

Из п. 6.2.7 СП 52-101, по формуле 6.11 получаем, что граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{e_{s,el}}{e_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00178}{0,0035}} = 0,5303$$

Характеристики арматуры при нагреве

1) Сторона, противоположная нагреву:

Расстояние от поверхности:

$$z = a' = 25 \text{ мм} .$$

Температура прогрева на расстоянии z от обогреваемой поверхности принимается в зависимости от z и T_{fr} методом интерполяции:

$$t_z = 325^\circ\text{C} .$$

Коэффициент условия работы растянутой арматуры при нагреве:

$$\gamma_{st} = 0,96$$

Коэффициент условия работы сжатой арматуры при нагреве:

$$\gamma'_{st} = \gamma_{st} = 0,96$$

Расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию при нагреве:

$$R_{sct} = \gamma'_{st} * R_{sc} = 0,9 * 355 = 340 \text{ МПа} .$$

Тогда получаем, что:

$$\beta_s = 0,89$$

Тогда модуль упругости арматуры при нагреве:

$$E_{st} = E_s * \beta_s = 200000 * 0,89 = 178000 \text{ МПа} .$$

2) Сторона, с которой происходит нагрев:

Расстояние от обогреваемой поверхности:

$$z = a = 30 \text{ мм} .$$

Температура бетона в гофрах настила на расстоянии z от обогреваемой поверхности принимается в зависимости от z и T_{fr} по таблицам Пособия к СТО:

$$t_z = 490^\circ\text{C} .$$

Коэффициент условия работы растянутой арматуры при нагреве:

$$\gamma_{st} = 0,63$$

Коэффициент условия работы сжатой арматуры при нагреве:

$$\gamma'_{st} = \gamma_{st} = 0,63$$

Нормативное значение сопротивления арматуры растяжению при нагреве:

$$R_{snt} = \gamma_{st} * R_{sn} = 0,63 * 400 = 252 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению при нагреве:

$$R_{st} = \gamma_{st} * R_s = 0,63 * 355 = 223,7 \text{ МПа} .$$

Тогда получаем:

$$\beta_s = 0,8$$

- Тогда модуль упругости арматуры при нагреве, согласно формуле 5.10:

$$E_{st} = E_s * \beta_s = 200000 * 0,8 = 160000 \text{ МПа} .$$

Приведенные размеры сечений

- Глубина прогрева бетона до критической температуры принимается в зависимости от T_{fr} и b

$$a_t = 35,9 \text{ мм}$$

- Ширина ребра сечения:

$$b = (b_1 + b_2) / 2 = (143,5 + 93) / 2 = 118,25 \text{ мм}$$

- Рабочая высота сечения:

$$h_o = h - a = 107 - 30 = 77 \text{ мм}$$

- Расчетная высота сечения при нагреве вычисляется по формуле 8.4:

$$h_t = h - a_t = 107 - 35,9 = 71,1 \text{ мм.}$$

- Расчетная ширина стенки сечения при нагреве:

$$b_t = b - 2 a_t = 118,25 - 2 * 35,9 = 46,45 \text{ мм}$$

- Расчетная ширина полки в сжатой зоне при нагреве:

$$b'_{ft} = b'_f = 187,5 \text{ мм}$$

- Расчетная высота полки в сжатой зоне при нагреве:

$$h'_{ft} = h'_f - a_t = 50 - 35,9 = 14,1 \text{ мм.}$$

- Рабочая высота сечения при нагреве со стороны сжатой зоны:

$$h_{ot} = h_o = 77 \text{ мм.}$$

Таблица 2.2 Характеристики бетона В25

| Бетон В25 | | | |
|---|--------------------------------------|--|---|
| Нормативное сопротивление сжатию R_{bn} | Расчетное сопротивление сжатию R_b | Нормативное сопротивление растяжению R_{btn} | Расчетное сопротивление растяжению R_{bt} |
| 18,5 МПа | 14,5 МПа | 1,55 МПа | 1,05 МПа |

Прочность тавровых и двутавровых изгибаемых элементов определяют в зависимости от положения сжатой зоны. Если граница сжатой зоны проходит в полке, то должно соблюдаться условие:

$$R_{snt} A_s < R_{bn} b'_{ft} h'_{ft} + R_{sct} A'_s$$

$$R_{snt} A_s = 252 * 50,3 = 12,7 \text{ кН} < R_{bn} b'_{ft} h'_{ft} + R_{sct} A'_s = 18,5 * 187,5 * 14,1 + 340 * 21,3 = 56,2 \text{ кН.}$$

Так как условие выполняется, то граница сжатой зоны проходит в полке.

При этом высоту сжатой зоны бетона определяют по формуле:

$$x = \frac{R_{snt} * A_s}{R_{bn} * b}$$

Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{R_{snt} * A_s}{R_{bn} * b} = \frac{252 * 50,3}{18,5 * 187,5} = 4,3 \text{ мм}$$

Так как $x = 4,3 \text{ мм} < \xi * h = 0,53 * 107 = 56,7 \text{ мм}$, то элемент считается сильноармированным и предельное значение изгибающего момента вычисляется по формуле:

$$M_{пред} = R_{snt} * A_s * (h_0 - 0,5x) + R_{sct} * A'_s * (0,5x - a') = 252 * 50,3 * (77 - 0,5 * 4,3) + 340 * 21,3 * (0,5 * 4,3 - 25) = 783290 \text{ Н} * \text{м}$$

Так как весь расчет велся для балки, то преобразуем полученный момент в момент для плиты:

$$M_{пред} = \frac{0,783 * 1000}{187,5} = 4,2 \text{ кН} * \text{м}$$

Вывод: $M_0 = 4,1 < M_{пред} = 4,2 \text{ кН} * \text{м}$ – условие выполняется, а значит требуемый предел огнестойкости по прочности обеспечен.

2.3.1.2 Сводная таблица результатов расчета моделей

Таким образом, в результаты расчетов по всем моделям получились следующие данные:

Таблица 2.3 Сводная таблица результатов расчета по СТО

| | H57-750-0,9 | H75-750-0,9 | H114-600-0,9 |
|--------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| Ø верхней арматуры | 3мм, 50x50 | 6мм, 100x100 | 10мм, 200x200 |
| Ø нижней арматуры | 8мм | 10мм | 12мм |
| $h_{проф}$ | 57мм | 75мм | 114мм |
| h'_f | 50мм | 75мм | 100мм |
| $h_{привед}$ | 85,9мм | 120,9мм | 169,6мм |
| q | 3,7кН/м ² | 8,2кН/м ² | 18,1кН/м ² |
| M_0 | 4,1 кН*м | 9,2 кН*м | 20,4 кН*м |
| A_s | 50,3мм ² | 78,5мм ² | 113,1мм ² |
| A'_s | 21,3мм ² | 56,6мм ² | 78,5мм ² |
| $b_{ребра}$ | 118,25мм | 114,75мм | 122мм |
| h_0 | 77мм | 120мм | 179мм |
| h_t | 71,1мм | 113мм | 179мм |
| $x_{сжат}$ | 4,3мм | 5,7мм | 9,8мм |
| $M_{пред}$ | 4,2кН*м | 9,6кН*м | 29,8кН*м |
| $M_0 < M_{пред}$ | 4,1кН*м < 4,2кН*м | 9,2кН*м < 9,6кН*м | 20,4кН*м < 29,8кН*м |

Исходя из табличных данных можно сделать несколько выводов:

1. Сжатая зона бетона увеличивается с увеличением толщины плиты по нелинейной зависимости.

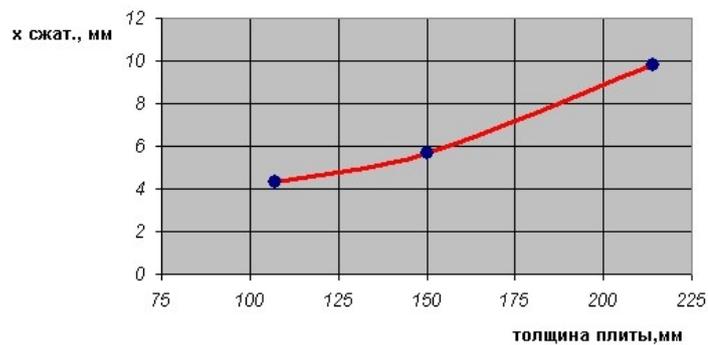


Рисунок 2.11 График зависимости высоты сжатой зоны бетона от толщины плиты

2. Расчетная высота сечения при нагреве так же увеличивается при увеличении толщины плиты.

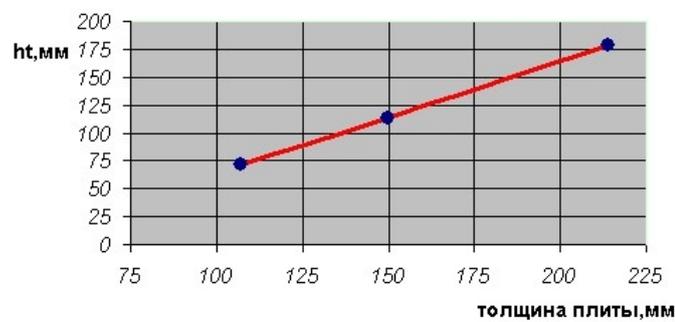


Рисунок 2.12 График зависимости расчетной высоты сечения при нагреве от толщины плиты

2.3.2 Расчет на огнестойкость по Eurocode-4 «Design of composite steel and concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design»

2.3.2.1 Пример расчета для Модели 2

Исходные данные:

- Плита – сталежелезобетонная
- Профлист – Н 75-750-0,9
- Класс бетона – В25
- Класс арматуры – А 400 (AIII)
- Диаметр арматуры – 10 мм, сетка $d=6$ мм, шаг 100x100.

Размеры сечения сталежелезобетонной плиты:

Характеристики профилированного настила Н 75-750-0,9.

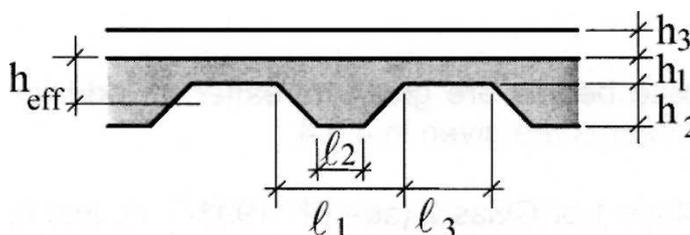


Рисунок 2.13 Поперечное сечение плиты

- $h_1 = 75$ мм
- $h_2 = 75$ мм
- $h_3 = 35$ мм
- $l_1 = 137,5$ мм
- $l_2 = 92$ мм
- $l_3 = 50$ мм
- $t = 0,9$ мм

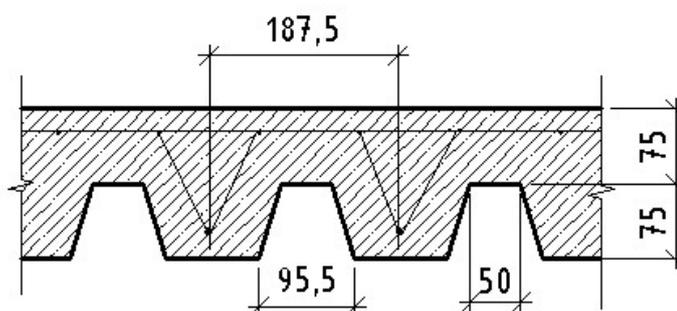


Рисунок 2.14 Поперечное сечение плиты с габаритами

Огнестойкость:

Длительность огневого воздействия - $T = 60$ мин.
Требуемый предел огнестойкости – R60.

Постоянные нагрузки:

Нагрузка от веса перекрытия и пола: $G_k = 0,42$ т/м²

Временные нагрузки:

Нагрузка от людей: $Q_k = 0,4 \text{ т/м}^2$

Тогда расчетное значение воздействий для сочетания воздействий:

$$E_d = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k = 4,2 * 1,35 + 4,0 * 1,5 = 11,67 \text{ кН/м}^2$$

Коэффициенты γ_G, γ_Q - частные коэффициенты переменного воздействия (согласно п.2.4.2 EN 1994-1-2-2009)

Понижающий коэффициент для сочетания нагрузок вычисляется по формуле:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

Отсюда получаем, что:

$$\eta_{fi} = \frac{4,2 + 0,7 * 4,0}{1,35 * 4,2 + 1,5 * 4,0} = 0,6$$

Коэффициент ψ_{fi} - коэффициент сочетания переменного воздействия при пожаре, принимаемый в соответствии с EN1990 по таблицам A1.1 и A1.2 в зависимости от категории помещения. Рассматриваемое помещение – спортивный зал, для него $\psi_{fi} = 0,7$ (Категория С – зоны для собраний).

Расчетное значение воздействий при пожаре $E_{fi,d,t}$ вычисляется с учетом температурного расширения и деформаций. Для упрощения, его значение может быть получено по формуле:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} * E_d = 0,6 * 11,67 = 7,0 \text{ кН/м}^2$$

Далее необходимо проверить область применения незащищенного сталежелезобетонного перекрытия, с учетом того, что оно выполнено из тяжелого бетона.

Таблица 2.4 Область применения незащищенного профлиста

| Трапециевидный стальной профиль | | | | | |
|---------------------------------|---|-------|---|-------|----|
| 80,0 | ≤ | l_1 | ≤ | 155,0 | мм |
| 32,0 | ≤ | l_2 | ≤ | 132,0 | мм |
| 40,0 | ≤ | l_3 | ≤ | 115,0 | мм |
| 50,0 | ≤ | h_1 | ≤ | 125,0 | мм |
| 50,0 | ≤ | h_2 | ≤ | 100,0 | мм |

Для перекрытия:

- $h_1 = 75 \text{ мм}$
- $h_2 = 75 \text{ мм}$
- $l_1 = 137,5 \text{ мм} \Rightarrow$ можно использовать незащищенный профлист.
- $l_2 = 92 \text{ мм}$
- $l_3 = 50 \text{ мм}$

Свободный изгибающий момент вычисляется как:

$$M_0 = \frac{L^2 * E_{fi,d,t}}{8} = \frac{3^2 * 7}{8} = 8,89 \text{ кН}$$

Далее нужно рассчитать предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности по формуле:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

Приведенная толщина ребра вычисляется по формуле:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}}$$

Коэффициенты для определения пределов огнестойкости по потере теплоизолирующей способности берутся из таблицы

Таблица 2.5 Коэффициенты для определения пределов огнестойкости

| | a ₀ [мин] | a ₁ [мм/мин] | a ₂ [мин] | a ₃ [мм/мин] | a ₄ [мм/мин] | a ₅ [мин] |
|---------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|
| Тяжелый бетон | -28,8 | 1,55 | -12,6 | 0,33 | -735 | 48,0 |

Тогда получаем приведенную толщину ребра:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{75 \cdot \left(\frac{137,5 + 92}{2} \right)}{92 + 2 \cdot \sqrt{75^2 + \left(\frac{137,5 - 92}{2} \right)^2}} = 34,5 \text{ мм}$$

Коэффициент формы Φ :

$$\Phi = \frac{\sqrt{75^2 + \left(50 - \frac{137,5 + 92}{2} \right)^2} - \sqrt{75^2 - \left(\frac{137,5 + 92}{2} \right)^2}}{50} = 0,52$$

Тогда предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности равен:

$$t_i = -28,8 + 1,55 \cdot 75 - 12,6 \cdot 0,52 + 0,33 \cdot 34,5 - 735 \cdot \frac{1}{50} + 48 \cdot 35,4 \cdot \frac{1}{50} = 110 > 60 \text{ мин}$$

Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности обеспечен.

Далее на основании результатов расчетов вычисляется прочность на действие положительного изгибающего момента $M_{fi,Rd}$.

Температуру θ_a нижней полки, стенки и верхней полки стального настила допускается определять по формуле

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2,$$

где θ_a — температура нижней полки, стенки или верхней полки [°C]

Таблица 2.6 Коэффициенты b_i для тяжелого бетона

| Бетон | Предел огнестойкости [мин] | Элемент стального настила | b_0 [°C] | b_1 [°C] · мм | b_2 [°C] · мм | b_3 [°C] | b_4 [°C] |
|---------------|----------------------------|---------------------------|------------|-----------------|-----------------|------------|------------|
| Тяжелый бетон | 60 | Нижняя полка | 951 | -1197 | -2,32 | 86,4 | -150,7 |
| | | Стенка | 661 | -833 | -2,96 | 537,7 | -351,9 |
| | | Верхняя полка | 340 | -3269 | -2,62 | 1148,4 | -679,8 |

Для нижней полки:

$$\theta_{a, \text{нижн. полка}} = 951 - 1197 * \frac{1}{50} - 2,32 * 34,5 + 86,4 * 0,52 - 150,7 * 0,52^2 = 850,8 \text{ C}$$

Для стенки:

$$\theta_{a, \text{стенка}} = 661 - 833 * \frac{1}{50} - 2,96 * 34,5 + 537,7 * 0,52 - 351,9 * 0,52^2 = 726,8 \text{ C}$$

Для верхней полки:

$$\theta_{a, \text{верх. полка}} = 340 - 3269 * \frac{1}{50} - 2,62 * 34,5 + 1148,4 * 0,52 - 679,8 * 0,52^2 = 598,3 \text{ C}$$

Температура θ_s арматурных стержней определяется по формуле:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_3} \right),$$

где θ_s — температура дополнительного армирования ребра [°C];

u_3 — расстояние до нижней полки [мм];

z — указатель положения в ребре [мм^{-0,5}];

α — угол наклона поверхности ребра [градусы].

Таблица 2.7 Коэффициенты c_i для тяжелого бетона

| Бетон | Предел огнестойкости [мин] | c_0 [°C] | c_1 [°C] | c_2 [°C] · мм ^{0,5} | c_3 [°C] · мм | c_4 [°C/°] | c_5 [°C] · мм |
|---------------|----------------------------|------------|------------|--------------------------------|-----------------|--------------|-----------------|
| Тяжелый бетон | 60 | 1191 | -250 | -240 | -5,01 | 1,04 | -925 |

Коэффициент z , определяющий расположение арматурного стержня:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

Для нижнего стержня:

$$u_1 = u_2 = 82,2 \text{ мм}$$

$$u_3 = 30 \text{ мм}$$

Тогда:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{82,2}} + \frac{1}{\sqrt{82,2}} + \frac{1}{\sqrt{30}} = 0,4 \Rightarrow z = 2,48$$

Координата для нижней точки изотермы по оси у равна:

$$Y_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{l_1 + l_3}}\right)^2} = \frac{1}{\left(0,4 - \frac{4}{\sqrt{137,5 + 50}}\right)^2} = 85,9 > h_2 = 75 \text{ мм}$$

Так как $Y_1 > h_2$, то допускается не учитывать ребра настила при расчете огнестойкости.

Угол наклона ребра - $\alpha = 73^\circ$.

Отсюда температура стержня будет:

$$\theta_s = 1191 - 250 * \frac{30}{75} - 240 * 2,48 - 5,01 * 34,5 + 1,04 * 73 - 925 * \frac{1}{50} = 380,9 \text{ C}$$

Эффективная высота h_{eff} определяется по формуле:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3}\right) \quad (\text{при } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ и } h_1 > 40 \text{ мм})$$

Так как $\frac{h_2}{h_1} = \frac{75}{75} = 1,0 < 1,5$ и $h_1 = 75 > 40$ мм, то:

$$h_{eff} = 75 + 0,5 * 75 * \left(\frac{137,5 + 92}{137,5 + 50}\right) = 120,9 \text{ мм}$$

Изгибающий момент $M_{fi,t,Rd}$:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}}\right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}}\right),$$

где z_i, z_j — расстояние от нейтральной оси до центра элементарной площадки A_i или A_j .

Растягивающее усилие:

$$N_p = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}}\right)$$

Профлист не учитывается при расчете огнестойкости, следовательно, в расчет принимаем только арматурные стержни:

- Диаметр арматуры – d=10мм
- Коэффициенты $k_{y,\theta}$ для посчитанных ранее температур принимаем по таблице Еврокода
- $\gamma_{M,fi} = 1,0$ - частный коэффициент при пожаре

- $f_{y,i}$ - номинальный предел текучести стали

Тогда получаем:

$$N_p = 5 * 78,5 * 460 * 1 = 180,55 \text{ кН}$$

Сжатая зона бетона определяется из выражения:

$$N_p = \alpha_{slab} \sum_{i=1}^n A_i k_{c,\theta} \left(\frac{f_{c,i}}{\gamma_{M,fi}} \right)$$

Тогда получаем, что:

$$N_p = 0,85 * 0,85 * 30 * 1000 * x_{pl} = 180,55 * 1000$$

Отсюда:

$$x_{pl} = 7,1 \text{ мм}$$

В этом случае плечо сил z равно:

$$z = 75 + 75 - \frac{75}{2} - \frac{7,1}{2} = 111,46 \text{ мм}$$

Изгибающий момент равен:

$$M = z * N_p = \frac{180,55 * 110,97}{1000} = 20,12 \text{ кН*м}$$

Предельная температура определяется из выражения:

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{l_3},$$

где N_s — нормальное усилие в верхней арматуре [Н].

Таблица 2.8 Коэффициенты d_i для тяжелого бетона

| Бетон | Предел огнестойкости [мин] | d_0 [°C] | d_1 [°C]·Н | d_2 [°C]·мм | d_3 [°C] | d_4 [°C]·мм |
|---------------|----------------------------|------------|----------------------|---------------|------------|---------------|
| Тяжелый бетон | 60 | 867 | $-1,9 \cdot 10^{-4}$ | -8,75 | -123 | -1378 |

Предельная температура:

$$\theta_{lim} = 867 - 1,9 * 10^{-4} * 28,3 - 8,75 * 34,5 - 123 * 0,52 - 1378 * \frac{1}{50} = 456,4 \text{ С}$$

Отрицательный момент рассчитывается аналогично положительному:

$$M = 10,88 \text{ кН}$$

Сравниваем полученный момент с моментом $M_0 = 8,89 \text{ кН*м}$

Вывод: $M_0 = 8,89 < M = 20,12 - 10,88 = 9,24 \text{ кН*м}$, а значит предел огнестойкости по несущей способности R60 **обеспечен**.

2.3.2.1 Сводная таблица результатов расчета моделей

Таким образом, в результаты расчетов по всем моделям получились следующие данные:

Таблица 2.9 Сводная таблица результатов расчета по Eurocode-4

| | H57-750-0,9 | H75-750-0,9 | H114-600-0,9 |
|-------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| Ø верхней арматуры | 3мм, 50x50 | 6мм, 100x100 | 10мм, 200x200 |
| Ø нижней арматуры | 8мм | 10мм | 12мм |
| $h_{\text{проф}}$ | 57мм | 75мм | 114мм |
| E_d | 5,1кН/м ² | 11,67кН/м ² | 26,24кН/м ² |
| $h_{\text{эфф}}$ | 85,9мм | 120,9мм | 169,6мм |
| G_k | 3,0кН/м ² | 4,2кН/м ² | 6,1кН/м ² |
| Q_k | 0,7кН/м ² | 4,0кН/м ² | 12,0кН/м ² |
| M_0 | 3,97 кН*м | 8,89 кН*м | 19,01 кН*м |
| A_s | 50,3мм ² | 78,5мм ² | 113,1мм ² |
| A'_s | 21,3мм ² | 56,6мм ² | 78,5мм ² |
| $\eta_{f,i}$ | 0,66 | 0,6 | 0,64 |
| ψ | 0,5 | 0,7 | 0,9 |
| $\frac{A}{L}$ | 30,96мм | 34,5мм | 41,6мм |
| $\theta_{\text{верх}}$ | 635,8С | 598,3С | 514,1С |
| $\theta_{\text{серед}}$ | 748,7С | 726,8С | 677,3С |
| $\theta_{\text{низ}}$ | 847,5С | 850,8С | 845,3С |
| $\theta_{\text{стерж}}$ | 368,7С | 380,9С | 342,4С |
| $x_{\text{сжат}}$ | 4,53мм | 7,1мм | 10,2мм |
| $M_{\text{пред}}$ | 4,13кН*м | 9,24кН*м | 24,85кН*м |
| $M_0 < M_{\text{пред}}$ | 3,97кН*м < 4,13кН*м | 8,89кН*м < 9,24кН*м | 19,01кН*м < 24,85кН*м |

Исходя из табличных данных, можно выявить следующие зависимости:

1. Сжатая зона бетона увеличивается с увеличением толщины плиты по криволинейной зависимости, численные значения близки к значениям, полученным при расчете по СТО

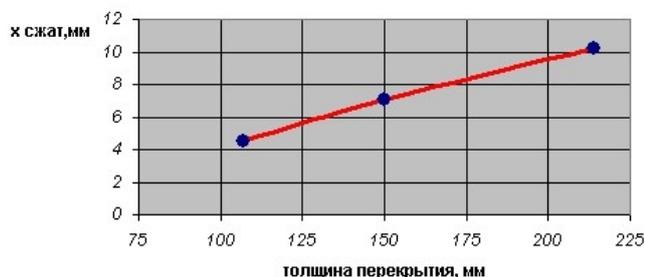


Рисунок 2.15 Зависимость высоты сжатой зоны бетона от толщины перекрытия

2.3.3 Расчет на огнестойкость по рекомендациям «The fire resistance of composite floors with steel decking», изданным The Steel Construction Institute

2.3.3.1 Пример расчета Модели 1

Исходные данные:

- Плита – сталежелезобетонная
- Профлист – Н 57-750-0,9, тип – трапецевидный
- Класс бетона – В25
- Класс арматуры – А 400 (AIII)

Характеристики:

- Диаметр арматуры – 8 мм, сетка d=3мм, шаг 50x50.
- Пролет L=3м
- Высота профнастила - D=57 мм
- Толщина плиты - $D_s=107$ мм
- Тип бетона – тяжелый бетон
- Прочность бетона - $f_{cu}=30$ Н/мм²
- Заданная пожаростойкость – R=1 час

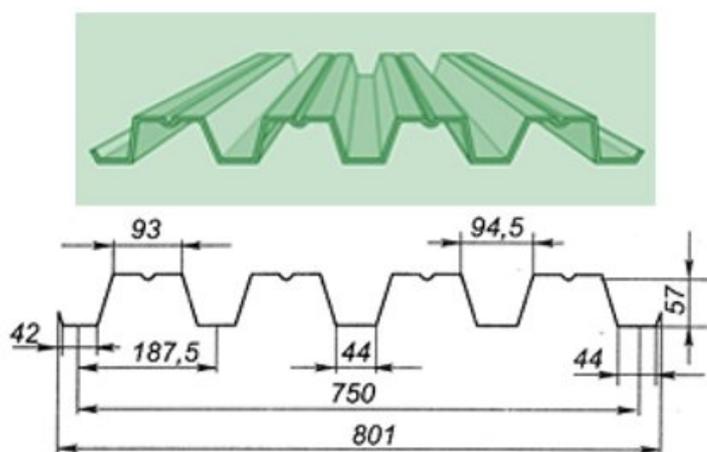


Рисунок 2.16 Профилированный лист Н57-750-0,9

Постоянные нагрузки:

Нагрузка от веса перекрытия и пола: $W_d = 0,3$ т/м

Временные нагрузки:

Нагрузка полезная: $W_i = 0,07$ т/м

Арматура

Верхняя: Сетка с диаметром прутка 3мм и ячейкой 50 мм.

Нижняя: Арматурные стержни диаметром 8 мм, шаг – 187,5мм.

Процент армирования должен быть не менее 0,1% в соответствии с «BS 5950: Часть 4. Code of practice for design of floors with profiled steel sheeting».

Несущая способность

Изгибающий и выгибающий моменты должны быть рассчитаны и сопоставлены со свободным изгибающим моментом.

При выполнении проектирования рекомендованы следующие коэффициенты надежности:

• **Материалы**

| | |
|-------|---------------------|
| Сталь | $\gamma_{mr} = 1,0$ |
| Бетон | $\gamma_{mc} = 1,3$ |

• **Нагрузки**

| | |
|---------------------|---------------------|
| Постоянная нагрузка | $\gamma_{fd} = 1,0$ |
| Временная нагрузка | $\gamma_{fi} = 1,0$ |

Свободно изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_0 = \frac{L^2 * (\gamma_{fd} * W_d + \gamma_{fi} * W_i)}{8} = \frac{3^2 * (1,0 * 3,0 + 1,0 * 0,7)}{8} = 4,1 \text{ кН*м}$$

Значение положительного момента M_s .

Глубина заложения арматуры в бетон составляет 30 мм. Для пожароустойчивости в 60 минут и тяжелого бетона получаем температуру нагрева $t=250^0$ С. Поскольку это ниже температуры в 300^0 С, то получаем коэффициент снижения прочности $K_r=1.0$.

Таблица 2.10 K_r – понижающий коэффициент прочности материалов

| Температура (°C) | K_r коэффициент понижения прочности материала | | |
|---------------------|---|---------------|--------------|
| | Арматура | Обычный бетон | Легкий бетон |
| < 300 | No reduction | | |
| 300 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 350 | 0.91 | 1.00 | 1.00 |
| 400 | 0.81 | 0.91 | 1.00 |
| 450 | 0.72 | 0.82 | 1.00 |
| 500 | 0.62 | 0.73 | 1.00 |
| 550 | 0.53 | 0.64 | 0.90 |
| 600 | 0.43 | 0.55 | 0.80 |
| 650 | 0.34 | 0.46 | 0.70 |
| 700 | 0.24 | 0.37 | 0.60 |

Проектная прочность арматуры равна:

$$p_r = \frac{K_r * f_y}{\gamma_{mr}}$$

где $f_y = 460$ Н/мм² - предел текучести стали (BS 8110: Part 1. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction)

$$k_r = 1,0$$

- коэффициенты снижения прочности и коэффициент

$$\gamma_{mr} = 1,0$$

безопасности стали

Тогда получаем:

$$p_r = 460 \text{ Н/мм}^2$$

Растягивающее усилие в стержне арматуры вычисляется по формуле:

$$F_r = p_r * \frac{\pi d^2}{4} = 460 * \frac{3,14 * 8^2}{4} = 23110 \text{ Н}$$

Необходимо найти центр тяжести бетона в конструкции плиты, чтобы сбалансировать это усилие. Предполагается, что бетон набрал полную прочность, т.е. $K_r=1.0$.

Проектная прочность бетона:

$$p_c = \frac{0,67 * K_r * f_{cu}}{\gamma_{mc}}$$

где $f_{cu} = 30 \text{ Н/мм}^2$ – кубиковая прочность бетона (BS 8110: Part 1. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction)

$k_r = 1,0$ - коэффициенты снижения прочности и коэффициент безопасности бетона
 $\gamma_{mc} = 1,3$

Тогда получаем:

$$p_c = 15,46 \text{ Н/мм}^2$$

Сжатая зона бетона вычисляется по формуле:

$$d_c = \frac{F_r}{p_c * L} = \frac{23110}{15,46 * 300} = 4,9 \text{ мм}$$

Тогда внутреннее плечо находится геометрически:

$$h = D_s - \frac{d_c}{2} - h_{\text{залож}} = 107 - \frac{4,9}{2} - 30 = 74,6 \text{ мм}$$

Отсюда изгибающий момент равен:

$$M_s = h * F_r = 74,6 * 23110 = 1,73 \text{ кН*м на } 187,5 \text{ мм}$$

Полный изгибающий момент равен:

$$M_s = 1,73 * \frac{1000}{187,5} = 9,2 \text{ кН*м}$$

Значение отрицательного момента M_n

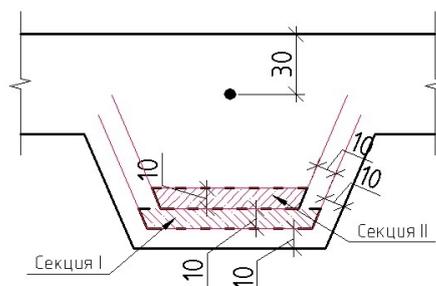


Рисунок 2.17 Сечение, сопротивляющееся отрицательному моменту

Глубина залегания арматуры (расстояние от верхней части плиты до верхней части арматуры) – 30 мм, расстояние от арматуры до ближайшей поверхности, на которую действует огонь, превышает 90 мм.

Арматура – сетка, диаметром 3 мм с шагом 50мм.

Проектная прочность арматуры

$$p_r = 460 \text{ Н/мм}^2$$

Прочность одного прутка:

$$F_r = p_r * \frac{\pi d^2}{4} = 460 * \frac{3,14 * 3^2}{4} = 3250 \text{ Н} = 3,25 \text{ кН}$$

Зона бетона, способного противостоять этому усилию, целиком не будет находиться в пределах одной и той же температуры. Исходя из этого, рассматриваемый метод предполагает производить расчеты применительно к фрагментам (секциям) бетона на каждые 10 мм толщины плиты. Расчеты осуществляются последовательно от секции к секции до тех пор, пока обеспечивается достаточное сопротивление сжатию.

На рис.2.14 условно показаны секции I и II. Внешний слой бетона в 10 мм, прилегающий к профлисту, в расчет не принимается из-за пренебрежимо малого влияния на сопротивление сжатию.

Секция I: охватывает диапазон толщины плиты от 10 мм до 20 мм от нижней поверхности профлиста.

Средний (расчетный) уровень толщины - 15 мм.

Температура для тяжелого бетона при огневом воздействии в 60 минут: $t = 590^\circ \text{C}$.

Зная температуру бетона, получаем коэффициент снижения прочности бетона: $K_r = 0,57$ (для тяжелого бетона)

Проектная прочность бетона:

$$p_c = \frac{0,67 * K_r * f_{cu}}{\gamma_{mc}}$$

где $f_{cu} = 30 \text{ Н/мм}^2$ - кубиковая прочность бетона (BS 8110: Part 1. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction)

$$k_r = 0,57$$

$\gamma_{mc} = 1,3$ - коэффициенты снижения прочности и коэффициент

безопасности бетона

Тогда получаем:

$$p_c = 8,81 \text{ Н/мм}^2$$

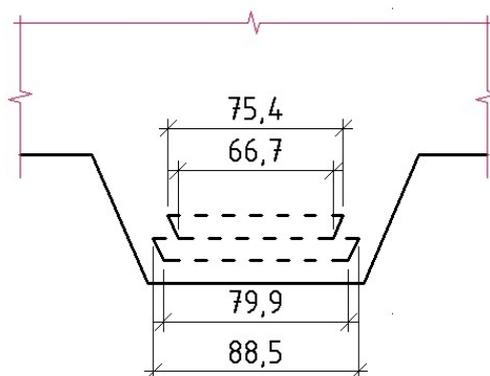


Рисунок 2.18 Определение площади бетона

Площадь бетона в секции I (см. рис.2.14):

$$S = \frac{h_{\text{сегм}}}{2} * (l_1 + l_2) = \frac{10}{2} * (88,5 + 79,9) = 842 \text{ мм}^2$$

Прочность секции I:

$$p_{\text{сект}} = S * p_c = 842 * 8,81 = 7418 \text{ Н}$$

Так как полученное значение прочности бетона больше, чем прочность арматуры, то в расчет принимается секция I.

Внутреннее плечо равно:

$$h = D_S - h_{\text{треб}} - h_{\text{до середины верхней арматуры}} = 107 - 15 - 31,5 = 60,5 \text{ мм}$$

Тогда выгибающий момент будет равен:

$$M_H = h * F_d = 60,5 * 3250 * 10^{-6} = 0,2 \text{ кН на } 50 \text{ мм}$$

Полный отрицательный момент равен:

$$M_H = 0,2 * \frac{1000}{50} = 4,0 \text{ кН*м}$$

Проверка свойств:

$$M_s + M_H \geq M_0$$

$$9,2 - 4,0 \geq 4,1$$

Значит в пролете соблюдается предел огнестойкости в 60 минут.

Вывод: Предел огнестойкости в 60 минут соблюден. Дополнительного армирования не требуется.

2.3.3.2 Сводная таблица результатов расчета моделей

Таким образом, в результаты расчетов по всем моделям получились следующие данные:

Таблица 2.11 Сводная таблица результатов расчета по Рекомендациям

| | H57-750-0,9 | H75-750-0,9 | H114-600-0,9 |
|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| Ø верхней арматуры | 3мм, 50x50 | 6мм, 100x100 | 10мм, 200x200 |
| Ø нижней арматуры | 8мм | 10мм | 12мм |

| | | | |
|-------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| $h_{\text{проф}}$ | 57мм | 75мм | 114мм |
| W_d | 3,0кН/м ² | 4,2кН/м ² | 6,1кН/м ² |
| W_i | 0,7кН/м ² | 4,0кН/м ² | 12,0кН/м ² |
| M_0 | 4,1 кН*м | 9,2 кН*м | 20,1 кН*м |
| $d_{\text{сжат}}$ | 4,9мм | 7,8мм | 11,2мм |
| $M_{\text{пред}}$ | 4,2кН*м | 10,4кН*м | 25,5кН*м |
| $M_0 < M_{\text{пред}}$ | 4,1кН*м < 4,2кН*м | 9,2кН*м < 10,4кН*м | 20,1кН*м < 25,5кН*м |

Исходя из полученных по всем моделям данным, можно сделать вывод что:

1. Зависимость высоты сжатой зоны от высоты перекрытия – прямая, при увеличении толщины плиты сжатая зона, соответственно, тоже увеличивается

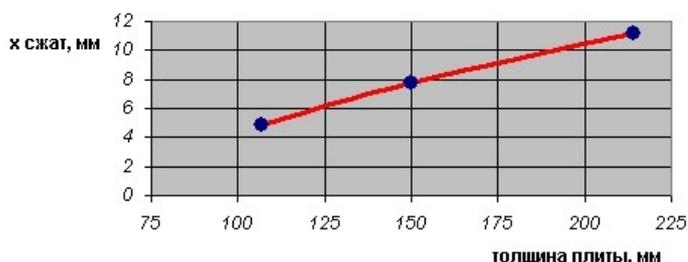


Рисунок 2.19 Зависимость высоты сжатой зоны бетона от толщины перекрытия

2.3.4 Расчет сталежелезобетонного перекрытия методом конечных элементов

Для доказательства достоверности результатов, полученных при расчете по трем вышеуказанным методикам, был проведен расчет модели методом конечных элементов. Результаты расчетов см. Приложение 2.

2.4 Выводы по Главе 2

На основании исследования методов расчета огнестойкости следует сделать следующие выводы:

- 1) При огневом воздействии сжатая зона бетона в сталежелезобетонном перекрытии расположена выше арматуры,
- 2) Частные коэффициенты переменного воздействия (1,35 – для постоянных, 1,5 – для временных нагрузок) дают возможность использовать европейские нормы на территории РФ,
- 3) Предельные моменты во всех трех методах идентичны и их зависимость от высоты перекрытия нелинейна;
- 4) Согласно графику (рисунок 2.20), так как кривая результатов вычислений предельного момента по Еврокоду лежит ниже, чем кривая, соответствующая СТО, можно сказать, что требования по Еврокоду более жесткие, чем требования СТО, а значит его можно использовать при расчетах огнестойкости;

| <i>h</i> | 107 | 150 | 214 |
|-----------------|------|------|-------|
| <i>M пред.1</i> | 4,2 | 9,6 | 29,8 |
| <i>M пред.2</i> | 4,13 | 9,24 | 24,85 |
| <i>M пред.3</i> | 4,2 | 10,4 | 25,5 |

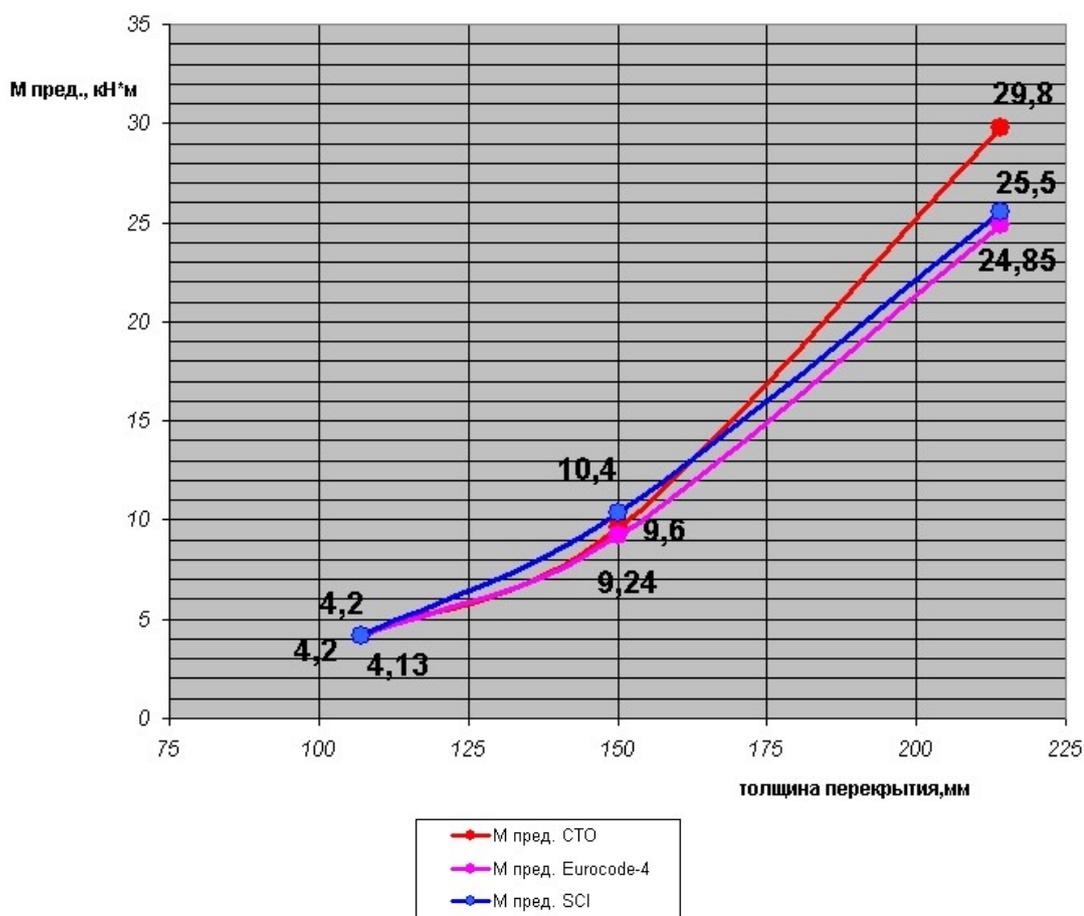


Рисунок 2.20 Предельные моменты в перекрытиях по трем методикам

- 5) Результаты расчетов по рекомендациям The Steel British Institute близки к результатам расчета по Еврокоду-4.

Глава 3. Экспериментальные данные

3.1 Методика проведения испытаний и результаты

3.1.1 Испытания в Великобритании

Характеристики конструкций:

В Великобритании было проведено множество испытаний на огнестойкость. Эти испытания предназначались, во-первых, для того, чтобы получить одобрение регулятивных органов на применение таких незащищенных составных полов, и, во-вторых, для проверки правил проектирования армирования.

Было проведено две серии испытаний. Компания British Steel, при поддержке Центра по исследованию пожаров (Fire Research Station) провела три испытания для обычного и легкого бетона с открытыми трапециевидными и закрытыми стальными настилами в виде «ласточкина хвоста» [42].

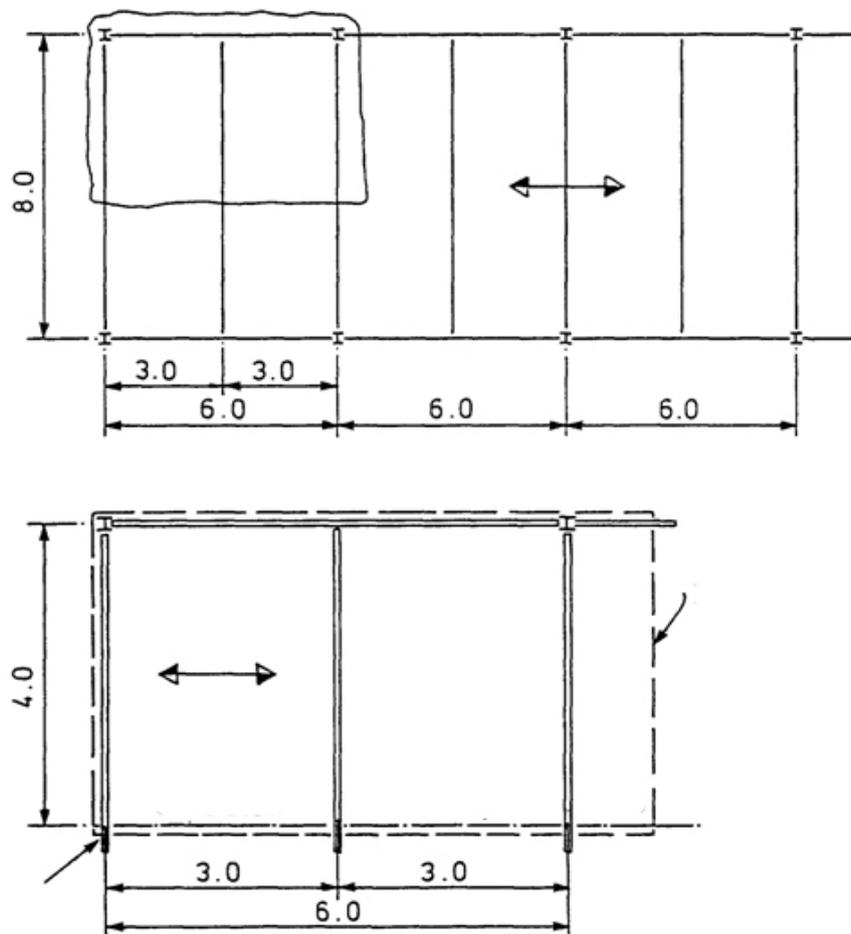


Рисунок 3.1 План перекрытия

Участвовавшая в испытаниях конструкция имела габариты 7,2 x 4,1 м и состояла из двух трехметровых пролетов с консольной балкой. Чтобы смоделировать поведение балок с полной длиной пролета 8 м, на крайней балке применялось скользящее соединение. Это позволило двигаться крайней балке при деформации плиты. Применялась изогнутая арматура, а каждое испытание было рассчитано на сопротивление огню в течение 60 минут.

Ассоциация исследований и информации в строительной промышленности (The Construction Industry Research and Information Association - CIRIA) провела серию из шести испытаний, чтобы исследовать применение стандартной арматурной сетки для пролетов длиной 3,6 м и общей приложенной нагрузкой до $6,7 \text{ кН/м}^2$. Одно из этих испытаний было схожим с испытанием BSC/FRS, в то время как в остальных испытаниях рассматривался основной пролет длиной 3 м или 3,6 м и короткий пролет, нагруженный гидродомкратами для создания иллюзии неразрезности.

Перечень основных параметров испытаний на огнестойкость приведен в таблице 3.1.

Испытания всех плит проводились после их хранения в сухих условиях в течение 5-6 месяцев. Это было сделано для обеспечения соответствия абсолютной влажности бетона условиям его эксплуатации. В противном случае, результаты теста были бы слишком завышены - чтобы высушить бетон требуется много тепла.

Окончательная абсолютная влажность легкого бетона составила 4,0-6,9% от его массы, а для нормального бетона она составила 3,5-4,5%. Такая влажность не считается чрезмерной. Во всех случаях применялся бетон с показателем прочности 30 N/mm^2 . Опорные стальные балки имели огнеупорное покрытие для обеспечения огнестойкости в течение не менее 2 часов [42].

Поведение во время испытания на огневое воздействие:

Серия испытаний показала, что первоначальные рекомендации были устаревшими, особенно касающиеся требований общей толщины плиты. Тесты также показали, что в определенных условиях инженерный противопожарный расчет не нужен.

Во время пожара стальной настил быстро нагревается, расширяется и может отделиться от бетона. Тем не менее, в последних испытаниях отделение

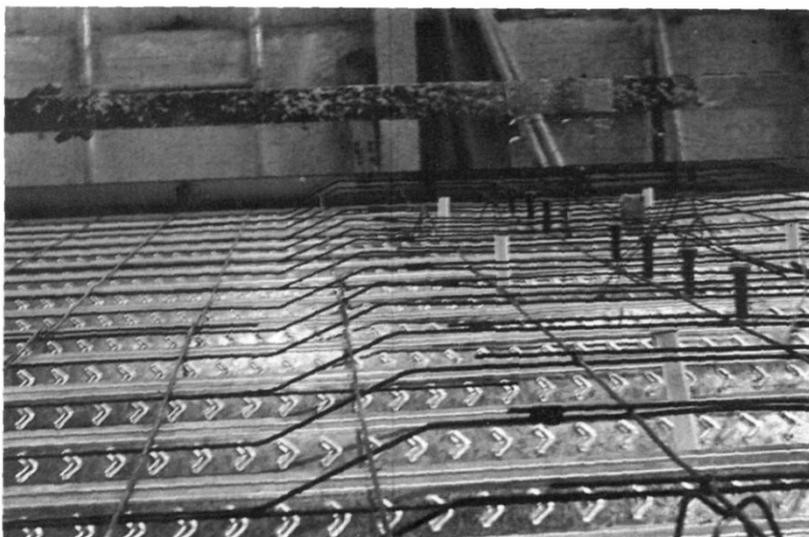


Рисунок 3.2 Образец для пожарных испытаний. Вид изогнутой стали

настила не имело большого значения. Нормально предположить, что это не увеличивает прочности конструкции при воздействии огня. Однако, настил играет важную роль в улучшении целостности и изоляции при сопротивлении

огню: он действует как диафрагма, не пропуская пламя и горячие газы, как экран, уменьшая поток тепла на бетон, и он предотвращает растрескивание.

Если пренебречь прочностью настила, то армирование будет эффективным, а пол будет вести себя как усиленная бетонная плита с сопротивлением нагрузке за счет изгиба плиты. В конце концов, армирование слабеет и плита проваливается. Цепное действие может развиваться вдали от краев пола, когда армирование, несколько дополненное небольшой площадью стального настила, действует при прямом напряжении, а не при изгибании. Важным выводом из недавних испытаний является то, что деформация опорных крайних балок минимальна, а цепная реакция маловероятна. Очевидное уменьшение пролета за счет направленного вниз центрального прогиба практически равно увеличению пролета за счет термального расширения.

Роль бетона очень важна, поскольку он изолирует арматуру и контролирует передачу тепла сквозь пол. В обоих этих случаях бетон с легкими заполнителями имеет улучшенные характеристики по сравнению с бетоном нормальной массы. Легкий бетон также медленнее теряет прочность в огне, чем бетон нормальной массы.

Результаты испытаний:

Испытания показали, что сталежелезобетонные перекрытия (Приложение 1), достигли огнестойкости, в несколько раз превышающей прогнозы. В испытаниях преобладает предел прогиба $1/20$ пролета, а скорость увеличения прогиба редко является критической. Разрушения в результате сдвига не наблюдались, и при проектировании ими можно пренебречь.[42]

Приложение 1. Результаты огневых испытаний для СБП

| ТИП ПРОФИЛЯ | ТИП БЕТОНА | Толщина плиты (мм) | ПРОЛЕТ (м) | Предложенная нагрузка (kN/m ²) | Арматурная сетка | Температура на поверхности (°C) | | Время испытаний | Орган проводивший испытания |
|----------------|------------|--------------------|------------|--|------------------|---------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| | | | | | | после 1 часа | после 1,5 часов | | |
| Robertson QL59 | LWC | 130 | 3.0s | 6.7 | A142 mesh | 73 | - | 60 | CIRIA 1 |
| Robertson QL59 | LWC | 130 | 3.0c* | 6.7 | A142 mesh | 70 | 100 | 105 | CIRIA 2 |
| Robertson QL59 | LWC | 130 | 3.0c | 6.7 | A142 mesh | 95 | 110 | 90 | CIRIA 3 |
| Holorib (UK) | LWC | 120 | 3.0c* | 6.7 | A142 mesh | 60 | 100 | 90 | CIRIA 4 |
| PMF CF46 | LWC | 110 | 3.0c | 5.25 | Y5 @ 225 as mesh | 110 | 135 | 101 | FRS-BS1 |
| Holorib (UK) | LWC | 100 | 3.0c | 5.75 | Y5 @ 150 as mesh | 90 | 120 | 87† | FRS-BS2 |
| PMF CF46 | NWC | 135 | 3.0c | 6.75 | Y5 @ 225 as mesh | 85 | 95 | 120 | FRS-BS3 |
| Robertson QL59 | NWC | 140 | 3.6c* | 6.7 | A193 mesh | 66 | 98 | 90 | CIRIA 5 |
| Metecno A55 | NWC | 140 | 3.6c* | 6.7 | A193 mesh | 65 | 95 | 90 | CIRIA 6 |
| Holorib (UK) | LWC | 150 | 3.0c* | 10.0 | A193 mesh | 45 | 61 | 120 | R.LEES 1 |
| Ribdeck 60 | LWC | 140 | 3.0c* | 5.6 | A193 mesh | 64 | 93 | 136 | R.LEES 2 |
| Ribdeck 60 | LWC | 140 | 3.0c* | 8.5 | A252 mesh | 56 | 77 | 149 | R.LEES 3 |
| Alphalok | LWC | 130 | 3.6c* | 6.7 | A252 mesh | 92 | 110 | 128 | ALPHA 1 |
| SMD R51 | NWC | 140 | 3.0c* | 6.7 | A193 mesh | 96 | 102 | 135 | SMD 1 |
| Quiksan Q51 | NWC | 140 | 3.0c* | 5.0 | A142 mesh | 52 | 78 | 126 | QUIK 1 |
| Quiksan Q60 | NWC | 150 | 3.0c* | 5.0 | A142 mesh | 79 | 97 | 122 | QUIK 2 |
| Multideck 60 | NWC | 150 | 3.6c* | 6.7 | A252 mesh | 74 | 89 | 135 | WARD 1 |
| Multideck 80 | NWC | 150 | 4.0c* | 6.7 | A252 mesh | 69 | 87 | 92 | WARD 2 |

Испытания проводились с июля 1983 года по июль 1991 года

Температура на поверхности - среднее значение температур на незащищённой поверхности

† Превременное прекращение испытаний из-за потери огнезащиты несущих балок

* Испытания на длинных/коротких пролетах

s = обычное опирание (шарнир) C = неразрезная плита

3.1.2 Испытания в России

Испытания проводились ООО Центр испытаний и сертификации НИИЖБ-Полигон» 28.12.2007 [74].

Характеристика объекта испытания:

Сталобетонное перекрытие размерами 4500x2000x150 мм представляет собой конструкцию из основания и верхнего заполнения. Основание образца конструкции является несущей листовой арматурой и собрано из двух листов профилированного настила без крепления монтажных стыков.

Профилированный настил СКН 90Z-1000 высотой $92 \pm 2,5$ мм изготавливается ООО «Стальные конструкции-Профлист» по Стандарту организации СТП/ПП/18 из оцинкованной стали толщиной 1,0 мм (производитель ЗЛО «Севергал»).

Основание сверху заполнено бетонной смесью (бетоном) марки В-25 (документ о качестве бетонной смеси №77 от 02.08.2007, изготовителя ООО «Стройцентробетон» РБУ «Нагорный»). В бетонную смесь уложена разгрузочная (противоусадочная) сетка из стального прутка $d=5$ мм с ячейкой 100 мм на глубину 25-35 мм от поверхности профилированного настила.

На концах основания конструкции установлены опорные стальные плиты размерами 2200x250x15 мм с несущими петлями. Для испытания на огнестойкость было подготовлено два образца.

Условия проведения испытаний:

Испытания проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 30247,0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования» и ГОСТ 30247.1-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Ненесущие и ограждающие конструкции».

Образцы испытывали с равномерно распределенной по поверхности нагрузкой из расчета 350 кг/м². Влажность бетона до испытания: образца №1 составила 8,3 %, образца №2 - 8,1%.

Таблица 3.2 Основные результаты испытания

| | Образец 1 | Образец 2 |
|--|-----------------------|-----------------------|
| Нагрузка | 350 кг/м ² | 350 кг/м ² |
| Арматурная сетка | d=5мм, 100x100 мм | d=5мм, 100x100 мм |
| Потеря целостности (52 и 55 мин) | Не зафиксирована | Не зафиксирована |
| Повышение среднего значения температуры на 140С на необогреваемой поверхности | Не зафиксировано | Не зафиксировано |
| Повышение нормативного значения температуры до 180С на необогреваемой | через 50 мин. | через 53 мин. |

| | | |
|---|------------------------------------|------------------------------------|
| <i>поверхности</i> | | |
| <i>Величина прогиба не превышает $L/20 = 20,0$ см</i> | 15,2 см | 18,7 см |
| <i>скорость нарастания деформации</i> | не превысила нормируемого значения | не превысила нормируемого значения |
| <i>Предел огнестойкости по результатам испытания</i> | 52 минуты | |

Вывод

Предел огнестойкости испытанных образцов сталежелезобетонных плит толщиной 150 мм (изготовитель - ООО «Стальные конструкции-Профлист», Рязани), согласно п.10 ГОСТ 30247-0-94.составляет: REI 45.

3.1.3 Выводы по Главе 3

Основными выводами на основании данных испытаний является:

- 1) Предел огнестойкости сталежелезобетонного перекрытия с трапециевидным профлистом может достигать и превышать R60;
- 2) Предел огнестойкости сталежелезобетонного перекрытия соответствует требованиям Технического Регламента (REI45);
- 3) Предел огнестойкости конструкции возможно увеличить за счет увеличения диаметра арматуры.

Глава 4. Выводы по работе

В ходе работы были получены следующие выводы:

1. Показано что профилированный лист не работает при одностороннем огневом воздействии, что приводит к тому, что при расчете на огнестойкость конструкции перекрытия в расчет принимается только площадь нижней растянутой арматуры;
2. Показано, что сжатая зона бетона расположена выше арматуры, что означает, что перекрытие является сильноармированной конструкцией в момент пожара;
3. Показано, что расчет по Еврокоду-4 соответствует расчету по Пособию Милованова к СТО, что подтверждается близкими результатами расчетов внешних и предельных моментов при огневом воздействии;
4. Показано, что рекомендации The Steel Construction Institute идентичны противопожарной части Еврокода-4, что подтверждается одинаковым подходом в расчете положительных изгибающих моментов, и одинаковыми результатами при расчете отрицательных моментов;
5. Предложено использовать следующие частные коэффициенты переменного воздействия для вычисления огнестойкости по Еврокоду на территории Российской Федерации: для постоянных нагрузок – 1,35, для временных нагрузок – 1,5;
6. Показано, что при расчете сталежелезобетонного перекрытия на огневое воздействие можно его рассчитывать только по первой группе предельных состояний (по несущей способности), потому что жесткость плиты (при пролете 3м) соблюдена;
7. Достоверность результатов расчета по трем методикам (Пособие к СТО, Еврокод, Рекомендации) подтверждается результатами, полученным по методу конечных элементов;
8. Достоверность результатов расчета по трем методикам подтверждается результатами проведенных испытаний;
9. Результаты работы внедрены при проектировании объектов ОАО «ЛенжилНИИпроект» (жилое здание по адресу ул.Гданьская, д.18 и административное здания по адресу пр.Бакунина, д.5) и ООО «Рифма» (производственное здание по ремонту гидромеханических передач по адресу пр.Энергетиков, д.59).

Заключение

Пожар является одним из самых страшных бедствий, которое приносит огромные убытки и разрушения, уносит множество человеческих жизней [58].

Существующие противопожарные нормы не являются исчерпывающим ответом на вопрос обеспечения огнестойкости конкретных железобетонных конструкций и имеют ряд недостатков.

В данной работе было рассмотрено 3 методики расчета:

- по Пособию Милованова к СТО 36554501-006-2006;

- по Eurocode 4 «Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2. General rules. Structural fire design»

- по рекомендациям «The fire resistance of composite floors with steel decking», изданным The Steel Construction Institute.

Целью данного исследования являлась оценка возможности использования европейских норм по расчету огнестойкости сталежелезобетонных перекрытий с их адаптацией на территории Российской Федерации.

В ходе работы были решены следующие задачи:

1) Рассмотрено предельное равновесие трех фрагментов сталежелезобетонных балочных перекрытий, отличающихся между собой рядом параметров (высота профиля, диаметр верхней и нижней арматуры, нагрузка), по методике, предложенной в нормах, действующих на настоящий момент на территории Российской Федерации [25];

2) Подобраны геометрические и физические характеристики конструкции под заданную нагрузку;

3) Рассмотрено предельное равновесие указанных выше фрагментов перекрытий по методике, предложенной в Еврокоде-4;

4) Подобраны частные коэффициенты переменного воздействия, позволяющие максимально соответствовать методикам друг другу;

5) Рассмотрено предельное равновесие указанных выше фрагментов перекрытий по методике, предложенной в рекомендациях «The fire resistance of composite floors with steel decking», изданных The Steel Construction Institute;

6) Исследован фрагмент сталежелезобетонного перекрытия методом конечных элементов.

Теоретические и экспериментальные результаты были получены с использованием методов:

- Аналитические и полуаналитические методы
- Численные методы

Достоверность научных результатов и выводов подтверждается результатами испытаний, проведенными ООО «Центр испытаний и сертификации НИИЖБ-Полигон» в 2007г и Компанией British Steel, при поддержке Центра по исследованию пожаров (Fire Research Station) в 1995 году.

Результаты работы внедрены при проектировании объектов ОАО «ЛенжилНИИпроект» (жилое и административное здания) и ООО «Рифма» (производственное здание).

Результаты работы были представлены на XXXIX Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2010г.

Публикации:

1. Коломийцев Д.Е., Родичева А.О., Рыбаков В.А. Экспериментальное определение огнестойкости междуэтажных перекрытий на основе стальных тонколистовых профилей // XXXIX Неделя науки СПбГПУ: Материалы международной научно-практической конференции. Ч.1. СПб.: Изд-во Политехн.ун-та – 2010 – с.194-197.
2. Коломийцев Д.Е., Родичева А.О., Рыбаков В.А. Определение огнестойкости фрагментов междуэтажного перекрытия на основе стальных С-образных профилей // Инженерно-строительный журнал - 2010 - 8 (18) - с.32-37.
3. Коломийцев Д.Е., Родичева А.О., В.В.Феофанов. Огнестойкость междуэтажного перекрытия на основе стальных С-образных профилей// Мир строительства и недвижимости – 2011 – 38 – с.46-50.

Список использованных источников

Нормативно-правовые акты Российской Федерации

1. Федеральный закон № 184-ФЗ от 27.12.2002 «О техническом регулировании»
2. Федеральный закон № 123-ФЗ от 22.07.2008 «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»

Нормативные документы

3. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
4. СНиП 2.03.04-84*. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур.
5. ГОСТ 12.1.033-81 *. ССБТ. Пожарная безопасность. Тер ГОСТ 12.1.004-99. ССБТ. Пожарная безопасность. Общие требования.
6. ГОСТ 30247.1-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.
7. ГОСТ 30403-96. Конструкции строительные. Метод определения пожарной опасности.
8. НПБ 231-96. Здания и фрагменты зданий. Метод натурных огневых испытаний. Общие требования
9. Инструкция по расчёту фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе применения ЭВМ/ВНИИПО. М, 1975.
10. Инструкция по расчёту фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе новых требований строительных норм и правил / ВНИИПО. - М., 1982.
11. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов (к СНиП II-2-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1985.
12. Рекомендации по расчёту пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1986.
13. Рекомендации по оценке огнестойкости и остаточной несущей способности железобетонных конструкций в условиях реального пожара / МИСИ-НИИЖБ. - М., 1990.
14. Справочник по огнестойкости и пожарной опасности строительных конструкций, пожарной опасности строительных материалов и огнестойкости инженерного оборудования зданий / ВНИИПО. - М., 1999.
15. МДС 21.2-2000. Методические рекомендации по расчёту огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций: Второе издание / НИИЖБ - М., 2000.
16. СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / НИИЖБ им. А.А. Гвоздева. - М., 2006.

17. СП 2.13130.2009. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты».
18. СП 4.13130.2009. Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям.
19. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. - Москва: Стройиздат, 1984, 42 с.
20. СТО 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу».
21. СТО 57398459-29-2008 «Применение стальных гнутых профилей СКН90Z-1000 и СКН50Z-600 при устройстве сталебетонных перекрытий»
22. СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий»
23. Пособие по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СТО 36554501-006-2006)». Милованов А.Ф. - 2008г.

Научно-исследовательская литература

24. Ройтман М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве. // М.: Стройиздат, 1985.
25. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций // М.: Стройиздат, 1986.
26. Яковлев А.И. Расчёт огнестойкости строительных конструкций // М.: Стройиздат, 1988.
27. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре // М.: Стройиздат, 1998.
28. Фёдоров В.С. Основы обеспечения пожарной безопасности зданий // М.: Изд-во АСВ, 2004.
29. В.С.Федоров, В.Е.Левитский, И.С.Молчадский, А.В.Александров, Огнестойкость и пожарная опасность строительных конструкций // М, АСВ, 2009
30. Ройтман В. М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий // М.: Пожнаука, 2001 г.
31. Ройтман В. М. Основы пожарной безопасности высотных зданий. Учебное пособие // М.: МГСУ, 2009 г.
32. Ройтман В. М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий // М.: Пожнаука, 2001 г.
33. Ройтман В. М. Основы пожарной безопасности высотных зданий. Учебное пособие // М.: МГСУ, 2009 г.
34. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов // М. : Транспорт, 1981 .— 359, с.

Иностранная литература

35. EN 1992-L Eurocode 2: Design of concrete structures. - Part 1-2: General rules - Structural fire design // Brussels: CEN 1992.

36. EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-2: General actions. Actions on structures exposed to fire // Brussels: GEN 1991.
37. EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design // Brussels: CEN 1994
38. EN 1990:2002 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций // Brussels: CEN 1990.
39. EN 1365-2 Огневые испытания несущих элементов. Часть 2. Перекрытия и кровли
40. ENV 13381-5 Методы испытаний к определению значимых для огнестойкости элементов конструкции. Часть 5. Защита железобетонных элементов, выполненных по профилированному настилу
41. Max L. Porter, Lowell F. Greimann. Shear-bond strength of studded steel deck slabs // Seventh International Specialty Conference on Cold-Formed Structures St. Louis, Missouri, U.S.A., November 13-14, 1984, p. 285-306.
42. The fire resistance of composite floors with steel decking // The Steel Construction Institute, 1991
43. Luttrell L.D. and Prasannan S. Strength formulations for composite slabs // Seventh International Specialty Conference on Cold-Formed Structures St.Louis, Missouri, U.S.A., November 13-14, 1984, p. 307-326.
44. Wright H.D., Evans H.R. Observations on the design and testing of composite floor slabs // Steel Construction Today, 1987, № 1, p. 91-99.
45. Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong. Ultimate strength of a steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting // Engineering Structures, Volume 32, Issue 2, February 2010, Pages 534-546
46. Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong. Steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting // Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issues 8-9, August-September 2009, Pages 1751-1762
47. R.Q. Bridge, M. Patrick. Innovations in composite slabs incorporating profiled steel sheeting // Advances in Building Technology, 2002, Pages 191-198,
48. H.D. Wright, H.R. Evans, P.W. Harding. The use of profiled steel sheeting in floor construction // Journal of Constructional Steel Research, Volume 7, Issue 4, 1987, Pages 279-295
49. O. Mirza, B. Uy. Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel–concrete beams at elevated temperatures / Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issue 3, March 2009, Pages 662-674
50. T. LENNON, D. B. MOORE, Y. C. WANG and C. G. BAILEY. Designers' guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and 1994-1-2. Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes // Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay, London, 2007
51. R. P. Johnson and D. Anderson. Designers' Guide to EN 1994-1-1. Eurocode-4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.1:General Rules and Rules for Buildings // Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay, London, 2004.

Статьи в журналах и сборниках

52. Фомин СЛ. Основные положения оценки огнестойкости железобетонных зданий // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона (наука, технология, производство), посвященные 80-летию Бондаренко В.М. - М.: МИКХиС, 2005. - С. 90-99.
53. Фёдоров В.С., Левитский В.Е. Численные исследования огнестойкости железобетонных плит и колонн на основе деформационной модели // Вестник отделения строительных наук РААСН. - Владивосток, 2006. - С. 243-254.
54. Фёдоров В.С., Левитский В.Е., Молчадский И.С, Александров А.В. Оценка огнестойкости конструкций высотных зданий в условиях «реального» пожара. // Материалы Международного конгресса «Наука и инновации в строительстве (SIB-2008) - Воронеж, 2008.-С. 338-348.
55. Прокопович А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном. Автореф. дис. ... докт. техн. наук. // Самара, 2000. - 32 с.
56. Никулин А.И. Трещиностойкость, деформативность и несущая способность железобетонных балок составного сечения: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. // БелгТАСМ. - Белгород, 1999. - 20 с.
57. Крылов СБ. Расчёт железобетонных конструкций методом гладко-сопряжённых элементов на основе точных частных решений: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. // НИИЖБ. -М., 2003.-43 с.
58. Ройтман В.М. Огнестойкость конструкций, зданий и сооружений: современные проблемы оценки // Стройпрофиль, 2010, 7-9с.
59. Аньшин Л.З. Сталежелезобетонные конструкции перекрытий и покрытий гражданских зданий. // Промышленное строительство, 1979, № 5, с. 14-15.
60. Царикаев В.К., История изобретения железобетона и развития его производства
61. Колбасин В.Г. Плиты с арматурой из профилированного стального настила. // Бетон и железобетон. 1980, № 1, с. 11-13.
62. Дмитриев А. Н. Особенности расчета фактических пределов огнестойкости сталежелезобетонных строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство, М., 2007 .— №6 .— С. 25-28
63. Ф.С. Замалиев, Р.А. Сагитов, Ш.Н Хайрутдинов, Испытание фрагмента сталежелезобетонного перекрытия на статические нагрузки // «Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета», 2010, 1, с.102-105.
64. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А. Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит. // Строительная механика и расчет сооружений, 1990, 2, с. 22-26.
65. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Несущая способность сталебетонных плит. // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1989, 4, с. 5-8.

66. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Экспериментальное исследование сталебетонных плит. // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1991, 5, 125-128.

67. В.Л. Худиковский, А.М. Зайцев, Прогрев железобетонных конструкций при пожаре // «Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура», 2008, 3, стр.188-191

68. Кривцов Ю.В., Микеев А.К., Пронин Д.Г. Развитие требований пожарной безопасности к огнестойкости конструкций в строительных нормах и правилах, разрабатываемых ЦНИИСК // «Промышленное и гражданское строительство», 2009, 10, стр.25-26.

69. А. Н. Дмитриев, Н. Ф. Давыдкин, В. Л. Страхов, Особенности расчета фактических пределов огнестойкости сталежелезобетонных строительных конструкций // «Промышленное и гражданское строительство», 2007, 6, стр.25-28.

70. Ильин Н.А. Определение огнестойкости строительных конструкций зданий и сооружений // Научный журнал "Современные наукоемкие технологии" №1, 2009, с.34-38

71. Белов В.В., Семенов К.В., Ренев И.А. Огнестойкость железобетонных конструкций: модели и методы расчета // «Инженерно-строительный журнал», 2010, 6, стр. 58-61

72. Отчет об испытаниях на пожарную прочность. Огнестойкость фрагмента междуэтажного перекрытия выполненного на основе стального каркаса из тонколистовых оцинкованных холодногнутых профилей ТУ 1121-006-23135079-2007 с обшивкой цементно-магнелиевыми плитами марки "УНИПРОК-НГ" и с заполнением внутренней части теплоизоляционными плитами из минеральной ваты ВЕНТИ БАТТС ТУ 5762-003-45757203-99 с изм. 1 / ФГУ ВНИИПО. – М., 2009. – 12 с.

73. Золотов С.И. О противопожарных преградах // Строительство и недвижимость. – 2001. - №31. С. 3-5.

74. Заключение по оценке огнестойкости сталебетонного перекрытия толщиной 150мм с профнастилом СКН 90Z-1000-1,0, изготовленного ООО «Стальные конструкции - Профлист»// ООО Центр испытаний и сертификации НИИЖБ-Полигон», 28.12.2007

75. Стельмах О.А., Л.В. Макаровская, Особенности применения сталежелезобетонных конструкций с требуемым пределом огнестойкости// «Проблемы пожарной безопасности», 24, 2008 – с.186-193.

Диссертации

76. Молчадский И.С. Моделирование температурного режима при пожаре в помещении для оценки огнестойкости строительных конструкций: Дис. д-ра техн. наук. // М.: ВНИИПО, 1991.

77. Стельмах О.А. Огнестойкость и остаточная прочность сжатых железобетонных элементов: Автореф. дис. канд. техн. наук // ХГТУСА. - Харьков, 1997. - 24 с.

78. Кузнецова И. С. Прочность и деформативность железобетонных конструкций, поврежденных пожаром: Дис.канд. техн. наук // НИИЖБ. - М., 1999. - 151 с.

79. Молчадский О.И. Прогноз пожарной опасности строительных материалов при использовании методов термического анализа: Дис. канд. техн. наук. // М.: ВНИИПО, 2001.-131 с.

80. Балугев В.Ю. Автоматизированное оптимальное проектирование сталежелезобетонных перекрытий: Дис.канд.техн.наук / Уральский Государственный Технический Университет. – Екатеринбург, 2004 – 168с

81. Ямб Э. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных балок и плит при силовых и температурных воздействиях: Дис. канд.техн.наук / Белгородская государственная технологическая академия строительных материалов. – Белгород, 2002 – 170с.

82. Васильев А.П. Перекрытия по стальному профилированному настилу. - Сб. науч. тр. - Москва: НИИЖБ Госстроя СССР, 1983, 77 с

83. Ель Мутассим Ларби. Огнестойкость монолитных железобетонных конструкций зданий: Дис.канд. техн. Наук: // Харьковский гос. технический ун-т строительства и архитектуры. - Х., 2001. - 209 л.

84. Дорофеев М.А., Кокин Д.Л. Огнестойкость сталебетонных плит // Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 2005, -120с.

85. Аксенов К.И. Исследование монтажной и эксплуатационной стадий работы многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия : Дис.канд. техн. наук // Москва, 2004 155 с.

86. Левитский В. Е. Диаграммный метод решения статической задачи расчета огнестойкости железобетонных конструкций: диссертация кандидата технических наук // Москва, 2006.- 216 с.

87. Ф.С. Замалиев, Р.А. Сагитов, Ш.Н. Хайрутдинов, Испытание фрагмента сталежелезобетонного перекрытия на статические нагрузки // Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 1998, -113 с.

Научно-исследовательская литература по теории расчета конструкций

88. Бондаренко В.М., Колчунов Вл.И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 472 с.

89. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 216 с.

90. Замалиев Ф.С. Сталежелезобетонные конструкции. Новые методы расчета. // Казань, 1997. – 51 с.

Интернет-источники:

91. Пожарный сайт огнеборцев Москвы. Режим доступа [<http://fire-fight.ru> 13.10.10]

92. Сайт МЧС. Режим доступа [<http://www.mchs.gov.ru/stats/> 20.03.11]

93. Сайт компании «Пожарные системы «Актив». Режим доступа [<http://www.aktivsb.ru/info746.html> 05.03.11]

94. Сайт группы компаний «Бетон Столица». Режим доступа [http://www.avtobeton.ru/jbi_istoriya.html 03.10.10]

95. Статья о гармонизации европейских и российских норм. Режим доступа [<http://www.proflist.ru/techreg/harmonization.pdf> 24.04.11]

ПРИЛОЖЕНИЯ