

УДК 624.073; 624.071.3

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФЕРМ ПОКРЫТИЯ НА ПК «ЛИРА-САПР» ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ОБСЛЕДОВАНИЯ ПОСЛЕ ПОЖАРА

Богуцкий¹ Ю.Г., Калафатов² Д.А., Белавский³ В.А., Родин⁴ С.В.

ФГАОУ ВО «Крымский федеральный университет им В.И. Вернадского»,
Институт «Академия строительства и архитектуры»
295493, Республика Крым, г. Симферополь, ул. Киевская, 181
E-mail: ¹bogutskiyg@mail.ru, ²jafer90@mail.ru, ³belavsky@mail.ru, ⁴sv_rodin@mail.ru

Аннотация. В статье представлен расчетный анализ моделирования сборной железобетонной стропильной фермы покрытия с учетом ухудшения физико-механических свойств железобетона: снижение сцепления арматуры с бетоном; уменьшение модуля упругости и как следствие способности сопротивления деформациям; снижению прочности и общей жесткости конструкции при огневом воздействии в результате пожара. Изучали напряженно-деформированное состояние конструкций в упругой постановке задач при статической нагрузке.

Предмет исследования: численная модель сборной железобетонной фермы покрытия до и после пожара.

Материалы и методы: материалы для данной статьи получены в ходе выполнения обследования сборных железобетонных ферм покрытия. Для анализа использован ПК «ЛИРА-САПР».

Результаты: в результате расчетного анализа получены мозаики узловых перемещений расчетного армирования элементов с учетом повреждений после огневого воздействия.

Выводы: выполнен расчет несущей способности железобетонной стропильной фермы покрытия с учетом повреждений после огневого воздействия и изменения свойства бетона и армирования с использованием ПК «ЛИРА-САПР» и требований СП 468.1325800.2019 и разработаны рекомендации по усилению.

Ключевые слова: ферма покрытия, обследование, огневое воздействие, пожар, ПК «ЛИРА-САПР», конечный элемент.

ВВЕДЕНИЕ

Нагрев при пожаре снижает эксплуатационные качества строительных конструкций из сборного и монолитного железобетона. Это происходит вследствие ухудшения физико-механических свойств железобетона и условий совместной работы материалов, уменьшения эффективных геометрических размеров поперечного сечения конструкций и изменения схемы работы элементов конструкций в результате интенсивного неравномерного нагрева. Опыт обследования зданий показывает, что во многих случаях технически возможно и экономически целесообразно использовать строительные конструкции после пожара при их усилении и восстановлении несущей способности. Это позволяет достичь существенного экономического эффекта за счет уменьшения материалоемкости при проведении работ по восстановлению несущей способности и эксплуатационных характеристик реконструируемых конструкций, снижения трудоемкости и энергозатрат машин и механизмов при проведении работ и как следствие сокращения сроков ввода объекта в эксплуатацию.

АНАЛИЗ ПУБЛИКАЦИЙ

Систематическое исследование свойств используемых для железобетона материалов при нагреве выполняли многочисленные научно-исследовательские организации и специализированные институты периода существования СССР в последующий период и в

настоящее время, в развитии этого направления в науке железобетона при воздействии высоких температур ключевую роль продолжает занимать научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева), работы которого в современных условиях, адаптируют накопленный опыт к новым требованиям и условиям. Результаты исследований и разработок НИИЖБ им. А.А. Гвоздева легли в основу многих нормативных документов, включая свод правил (СП) [13], который регулирует правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности бетонных и железобетонных конструкций.

Основополагающими в оценке свойств бетона при нагреве являются работы К.Д. Некрасова, В.И. Мурашева, А.И. Яковлева, А.Ф. Милованова, В.В. Жукова, В.А. Макагонова, В.И. Шевченко, А.С. Залесова, Э.Ф. Панюкова, Ю.П. Линченко, В.Н. Алексеенко, А.Г. Тамразяна, Д.С. Баряк, С.Н. Леоновича, Д.А. Литвиновского [1, 5-10, 14-18].

Свойства бетона и арматуры при нагреве исследовали многие ученые как в нашей стране, так и в странах ближнего и дальнего зарубежья.

Большинство исследователей делают идентичные выводы об изменении прочности бетона вследствие нагрева в зависимости от ряда факторов. У загруженного бетона при нагреве прочность снижается меньше, чем у незагруженного; при охлаждении после нагрева снижение прочности продолжается; у бетонов, подверженных тепловой обработки, снижение прочности меньше, чем у бетонов естественного твердения; водоцементное отношение в пределах

0,3 - 0,6 не оказывает существенного влияния на изменение прочности;

Кубиковая прочность бетона при нагреве до 300°С повышается, при более высоких температурах интенсивно снижается. Ряд исследователей отмечает, что после остывания бетон, нагретый свыше 500°С, со временем разрушается с полной потерей прочности.

При высоких температурах происходят химические реакции, которые разрушают структуру цементного камня. Это снижает его прочность на растяжение. Прочность на сжатие тоже уменьшается, но медленнее из-за большей инертности заполнителей.

Деформативные характеристики бетона изменяются вследствие нагрева быстрее прочностных. Модуль деформаций уменьшается, предельные деформации возрастают. Это влияет на перераспределение напряжений по сечениям элемента во время нагрева и при повторных его нагружениях после остывания, а также на перераспределение усилий по длине элемента и между элементами конструкций; происходит снижение жесткости сечений и элементов при нагреве.

Нагревание нагруженного элемента приводит к последующему повышению жесткости сечений при догрузении после остывания, так как большая часть неупругих деформаций проявляется при нагреве.

Стержневые арматурные стали при нагреве повышают свою прочность, что особенно заметно при температурах 500-600 °С. Однако при дальнейшем повышении температуры их прочность резко снижается.

При высоких температурах сочетание снижения модуля упругости и увеличения деформаций ползучести может существенно влиять на надёжность и устойчивость конструкций.

Характеристики бетона и арматуры при циклическом технологическом нагреве и разовом кратковременном в режиме пожара существенно различаются. Для расчёта огнестойкости конструкций и расчёта конструкций, подлежащих дальнейшей эксплуатации после пожара необходимо установить соответствующие значения расчётных характеристик бетона и арматуры.

Надёжность железобетона определяется не только свойствами материалов, но и условиями их совместной работы, доминирующую роль в которой играет сцепление.

Физико-механические и реологические свойства бетона и арматуры при нагреве изменяются, что также влияет на их сцепление.

Интенсивное развитие пластических деформаций арматуры при нагреве приводит к ослаблению контакта с бетоном и образованию трещин. С повышением температуры нарастание различия значений коэффициентов расширения бетона и стали вызывает дополнительные напряжения сдвига между ними в железобетонных конструкциях. Свойства стали при охлаждении в значительной мере восстанавливаются, а бетона,

наоборот, продолжают ухудшаться, что предопределяет дальнейшее нарушение контакта между ними.

Уменьшение прочности бетона снижает трещиностойкость, а уменьшение модуля деформаций и возрастание предельной растяжимости повышает за счёт более полного включения в работу арматуры. Ухудшение сцепления увеличивает ширину раскрытия трещин, а повышение деформативности бетона уменьшает.

В ходе многочисленных исследований установлено, что имеются существенные различия между высокопрочным бетоном и бетоном нормальной прочности.

Это выражается в изменении механических свойств при повышенной температуре, и высоком потенциале к взрывному разрушению высокопрочных бетонов при быстром нагревании, вследствие низкой проницаемости, ограничивающей возможность нагретой влаги покинуть бетон.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Основной целью данной научно-технической работы является обследование сборных железобетонных ферм покрытия помещения производственного корпуса в г. Симферополь.

Помещение простой прямоугольной формы в плане с габаритами в осях 1-4/А-В 17,5x48,0 м, одноэтажное (рис. 1). Высота до низа стропильных ферм составляет в среднем 7,08 м (рис. 2). Вход в помещение предусмотрен через проем по оси А.

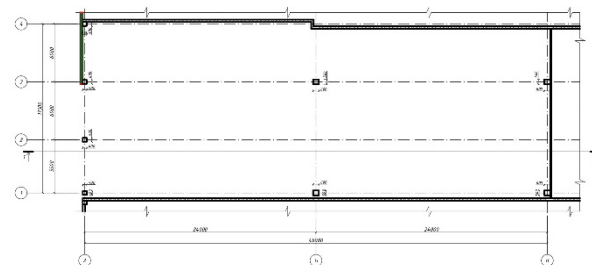


Рис. 1. Планировочное решение помещения производственного корпуса
Fig. 1. Layout of the production building

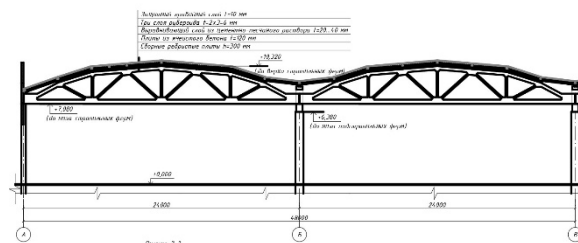


Рис. 2. Разрез 1-1
Fig. 2. Section 1-1

Оценка технического состояния обследуемых сборных железобетонных ферм покрытия выполнена в составе предусмотренным ГОСТ [4]. Ультразвуковым импульсным методом по ГОСТ [2] определяли прочность бетона. Электромагнитным

методом по ГОСТ [3] определяли армирование конструкций.

По определенным показателям подстропильные фермы идентифицированы как 4ПГ6-2АтIV и 3ПГ6-2АтIV по типовым сериям.

Расчет железобетонных стропильных ферм покрытия по I-й и II-й группе предельных состояний проводится с учетом нескольких параметров, основополагающими являются: геометрия фермы (длины верхнего и нижнего поясов, размеры стоек и раскосов, расчетный пролет), нагрузки и места (узлы) их приложения.

Наиболее интенсивное горение происходило в центре помещения, где была расположена цистерна с мазутом (рис.3, фото 1,2). Продолжительность развитой стадии пожара и температуры в этой зоне помещения были максимальными (рис.4). Наиболее высокие температуры в указанной зоне обусловлены сосредоточением большого количества сгораемых материалов в указанных осях и наличием горизонтальных проемов зенитных фонарей в конструкциях покрытия.

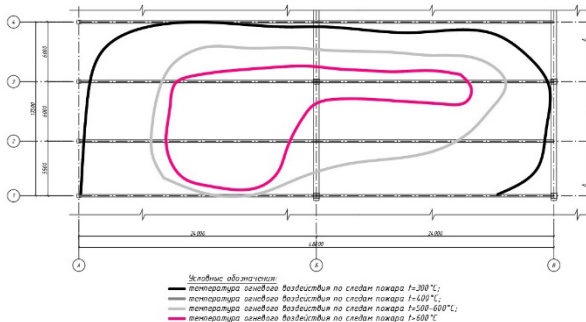


Рис. 3. Температурные зоны пожара
Fig. 3. Fire temperature zones



Фото 1. Общий вид строения (внутри)
Photo 1. General view of the building (inside)



Фото 2. Состояние ж/б стропильных ферм после пожара
Photo 2. Condition of reinforced concrete roof trusses after the fire

Кривые зависимости температуры от времени по стандартному и реальному температурному режиму пожара представлены на рис. 4.

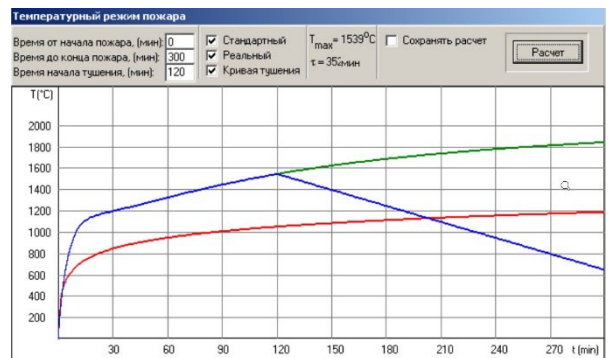


Рис. 4. Кривые зависимости температуры от времени по стандартному и реальному температурному режиму пожара

Fig. 4. Temperature versus time chart for standard and real fire temperature conditions

Для анализа использован ПК «ЛИРА-САПР».

По результатам расчета плоских моделей стропильных ферм покрытия (рис. 5) выполняли следующие проверки:

- проверка прогибов;
- проверка армирования элементов железобетонных конструкций.

01 - Задача 01 (модель в упругой стадии);

02 - Задача 02 (модель в упругой стадии с учетом изменении прочности и деформативных характеристик бетона вследствие нагрева);

Свойства бетона и арматуры при огневом воздействии и после него определяли, согласно требованиям раздела 5 СП [13].

В каждой задаче сформированы следующие статические загрузки.

1 (постоянное: собственный вес конструкций) - (G1);

2 (постоянное и временное: вес кровли, плит покрытия, снеговая нагрузка) - (G2);

Для суммы загрузок G1, G2 создается расчетное сочетание нагрузок РСН-1.

В расчетных схемах использовали следующие расчетные предпосылки:

- опирание фермы шарнирное;
- соединение всех элементов жесткое;
- вес кровли, плит покрытия, снеговая нагрузка заданы эквивалентными нагрузками.

Направление осей:

1. Глобальные оси элементов фермы направлены: ось X вдоль буквенных осей, ось Y вдоль цифровых осей, ось Z направлена вверх.

2. Местные оси стоек и раскосов: ось X направлена вверх, ось Y вдоль цифровых осей, ось Z вдоль буквенных осей.

3. Местные оси поясов: ось X направлена вдоль элементов, оси Y и Z направлены поперек элементов.

Жёсткости элементов расчётной модели, определенные по СП [12] до огневого воздействия представлены в табл. 1. Свойства бетона при огневом воздействии и после него представлены в табл. 2 и 3.

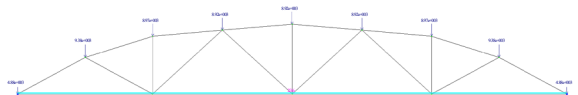


Рис.5. Постоянное и временное нагружение (вес кровли, плит покрытия, снеговая нагрузка)

Fig.5. Permanent and temporary loading (roof weight, roof slabs, snow load)

Таблица 1. Жёсткости элементов расчётной модели

Table 1. Rigidities of the elements of the calculation model

Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения-(см) жесткости-(т,м) расп.вес-(т,м))
1	Брус 25 X 30 (Нижний пояс 25x30 см)	Ro=2.75,E=3e+006,G F=0
		V=25,H=30
2	Брус 25 X 28 (Верхний пояс 25x28 см)	Ro=2.75,E=3e+006,G F=0
		V=25,H=28
3	Брус 15 X 15 (Раскосы 15x15 см)	Ro=2.75,E=3e+006,G F=0
		V=15,H=15
4	Брус 15 X 15 (Стойки 15x15 см)	Ro=2.75,E=3e+006,G F=0
		V=15,H=15

Таблица 2. Свойства бетона при огневом воздействии и после него

Table 2. Properties of concrete under fire exposure and after it

До пожара	После пожара t=200°C	После пожара t=600°C
R _{bn} =18,50 МПа	R _{bn,t} = R _{bn} ·γ _{bt} =18,50·0,95=17,58 МПа	R _{bn,t} = R _{bn} ·γ _{bt} =18,50·0,5=9,25 МПа
R _b =14,5 МПа	R _{b,t} = R _b ·γ _{bt} =14,50·0,95=13,78 МПа	R _{b,t} = R _b ·γ _{bt} =14,50·0,5=7,25 МПа
R _{b,ser} =18,50 МПа	R _{b,ser,t} = R _{b,ser} ·γ _{bt} =18,50·0,95=17,58 МПа	R _{b,ser,t} = R _{b,ser} ·γ _{bt} =18,50·0,5=9,25 МПа
R _{bt} =1,6 МПа	R _{bt,t} = R _{bt} ·γ _{bt} =1,6·0,65=1,04 МПа	R _{bt,t} = R _{bt} ·γ _{bt} =1,6·0,05=0,08 МПа
R _{bt} =1,05 МПа	R _{bt,t} = R _{bt} ·γ _{bt} =1,05·0,65=0,6825 МПа	R _{bt,t} = R _{bt} ·γ _{bt} =1,05·0,05=0,0525 МПа
R _{bt,ser} =1,6 МПа	R _{bt,ser,t} = R _{bt,ser} ·γ _{bt} =1,6·0,65=1,04 МПа	R _{bt,ser,t} = R _{bt,ser} ·γ _{bt} =1,6·0,05=0,08 МПа
E _b =30000 МПа	E _{b,t} =E _b /(1+φ _{b,cr})=30000/(1+3)=7500 МПа	E _{b,t} =E _b /(1+φ _{b,cr})=30000/(1+19)=1500 МПа
ε _{b1,red} =0,0015	ε _{b1,red} =0,0049	ε _{b1,red} =0,0126
ε _{b0} =0,002	ε _{b0} =0,0060	ε _{b0} =0,0153
ε _{b2} =0,0035	ε _{b2} =0,0084	ε _{b2} =0,0216

Таблица 3. Свойства арматуры при огневом воздействии и после него

Table 3. Properties of reinforcement under fire exposure and after it

До пожара	После пожара t=200°C	После пожара t=600°C
R _{sn} =600 МПа	R _{sn,t} = R _{sn} ·γ _{st} =600·0,96=576 МПа	R _{sn,t} = R _{sn} ·γ _{st} =600·0,92=552 МПа
R _s =520 МПа	R _{s,t} = R _s ·γ _{st} =520·0,96=499 МПа	R _{s,t} = R _s ·γ _{st} =520·0,92=478 МПа
R _{sc} =400 МПа	R _{sc,t} = R _{sc} ·γ _{st} =400·0,96=384 МПа	R _{sc,t} = R _{sc} ·γ _{st} =400·0,92=368 МПа
R _{sw} =300 МПа	R _{sw,t} = R _{sw} ·γ _{st} =300·0,96=288 МПа	R _{sw,t} = R _{sw} ·γ _{st} =300·0,92=276 МПа
E _s =200000 МПа	E _{s,t} =E _s ·β _s =200000·0,98=196000 МПа	E _{s,t} =E _s ·β _s =200000·0,94=188000 МПа
ε _{s0} =R _s /E _s +0,002=520/200000+0,002=0,0046	ε _{s0} =R _{s,t} /E _{s,t} =499/196000=0,00254	ε _{s0} =R _{s,t} /E _{s,t} =478/188000=0,00254
ε _{s2} =0,015		

РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ АНАЛИЗ

В результате расчетного анализа получены мозаики горизонтальных и вертикальных перемещений и расчетного армирования.

По результатам расчета при действии вертикальных нагрузок от РСН-1 максимальные вертикальные перемещения элементов фермы до пожара составляют 24,6 мм (рис.6), после пожара 98,3 мм (рис.7), что превышает предельной [f]=24000/300=80 мм (таблица Д.1 СП [11]).

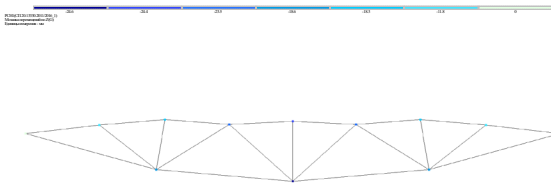


Рис.6. Расчетные вертикальные перемещения элементов фермы до пожара
Fig.6. Estimated vertical movements of the farm elements before the fire

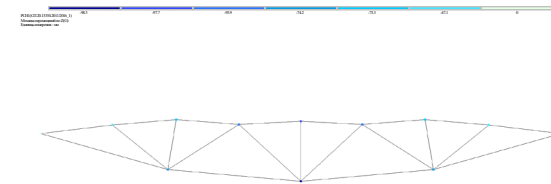


Рис.7. Расчетные вертикальные перемещения элементов фермы после пожара
Fig.7. Estimated vertical movements of the farm elements after a fire

Расчетное армирование нижнего пояса до пожара составляет $4\varnothing 22$ (рис.8), что соответствует фактическому армированию нижнего пояса.

Расчетное армирование нижнего пояса после пожара составляет $4\varnothing 22 + 2\varnothing 20$ (рис.9), что превышает фактическое армирование нижнего пояса.

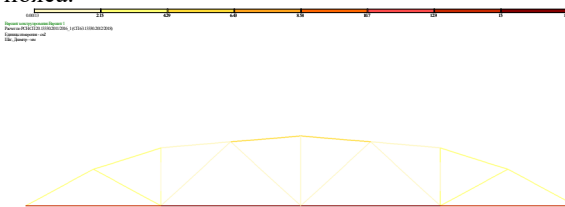


Рис.8. Расчетное армирование нижнего пояса фермы до пожара
Fig.8. Estimated reinforcement of the lower belt of the farm before the fire

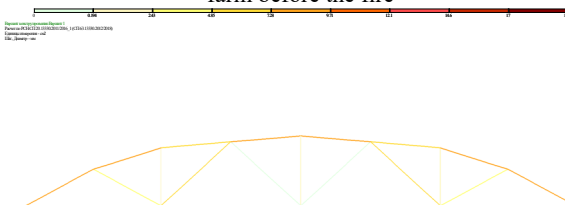


Рис.9. Расчетное армирование нижнего пояса фермы после пожара
Fig.9. Estimated reinforcement of the lower belt of the farm after a fire

ВЫВОДЫ

1. Техническое состояние сборных железобетонных ферм покрытия помещения производственного корпуса в г. Симферополь оценено как аварийное.

2. Выполнены расчеты несущей способности и деформативности ферм покрытия с учетом повреждений после огневого воздействия и изменения свойства бетона и армирования с использованием ПК «ЛИРА-САПР» и требований СП [13].

3. Результаты расчета показали дефицит несущей способности ферм покрытия около 30 %.

4. Рекомендовано выполнить усиление нижнего пояса ферм тязами $2\varnothing 20A240$.

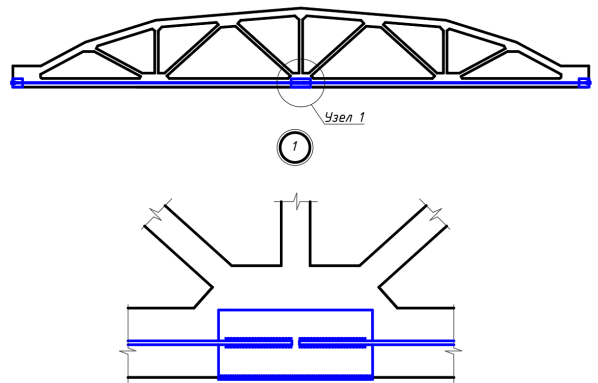


Рис.10. Схема усиления нижнего пояса ферм тязами
Fig.10. Reinforcement of the lower belt of trusses with ties

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеенко В.Н. Прочность железобетонных балок при действии поперечных сил после пожара : автореферат дис. ... кандидата технических наук : 05.23.01 / Научно-исслед., проектно-конструкторский и технологич. ин-т бетона. — Москва, 1990. — 22 с.

2. ГОСТ 17624-2021 Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности [Текст] / НИИЖБ. - М.: Стандартинформ, 2021.

3. ГОСТ 22904-2023. Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры/НИИЖБ Госстроя СССР. -М., 2023.

4. ГОСТ 31937-2024. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния [Текст].- М.: Стандартинформ, 2024.

5. Жуков В.В. Основы стойкости бетона при действии повышенных; и высоких температур. — Дисс. на соискание ученой степени: докт. техн. наук, М.,1981, 437 с.

6. Залесов А.С. Совершенствование практических методов расчета прочности элементов железобетонных конструкций при сочетании различных силовых воздействий [Текст] : Автореферат дис. на соискание ученой степени кандидата технических наук. (05.480) / Всесоюз. заоч. политехн. ин-т. - Москва : [б. и.], 1969. – 27 с.

7. Макагонов В.А. Бетон в условиях высокотемпературного нагрева. — М.: Стройиздат, 1979, С. 15-42.

8. Милованов А.Ф. Прочность бетона при нагреве. В кн.: Работа железобетонных конструкций при высоких температурах. М.: Стройиздат 1972, С. 6-18.

9. Мурашев В.И. Замена металла железобетоном в агрегатах и сооружениях в условиях действия высокой температуры. Строительная промышленность, 1943, №4-5, С.2-6.

10. Некрасов К.Д., Жуков В.В., Шевченко В.И. Исследование процессов, оказывающие влияние на разрушение бетона при его нагреве. В кн.: Труды международного совещания по прочности бетона. — Дрезден: Технический университет, 1968, №17, т.6, С.1582-1585.

11. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07 - 85*» [Текст]. - М.: Минстрой России, 2016. – 136 с.

12. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003». [Текст]. – М.: Минстрой России, 2018. – 143 с.

13. СП 468.1325800.2019 Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности бетонных и железобетонных конструкций].- М.: Стандартиформ, 2020.

14. Панюков Э.Ф. Оценка состояния железобетонных конструкций после пожара. Дис. д-ра техн. наук. М., 1991.-387 с.

15. Тамразян А.Г., Баряк Д.С. Сцепление коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при огневом воздействии //Журнал «Строительство и реконструкция». 2025. Вып. 1(117). С. 40–47 с.

16. Леонович С.Н., Литвиновский Д.А. Аналитические зависимости прочностных, деформативных, силовых и энергетических параметров высокопрочного бетона при нагреве// Журнал Вестник БНТУ № 4, 2011). С. 30–34 с.

17. Линченко Ю.П. Совместная работа арматуры с бетоном после пожара: автореферат дис. ... кандидата технических наук: 05.23.01 / Н.-и. проектно-конструкт. и техн. ин-т бетона и железобетона. — Москва, 1989. — 16 с.

18. Яковлев А.И., Ройтман В.М., Мешалкин Е.А. Метод оценки стойкости строительных конструкций к взрывообразной потере целостности в условиях пожара. В кн.: Огнестойкости строительных конструкций: Труды ВНИИПО.-М.: ВНИИПО, 1978, №39, С. 55-84.

2. GOST 17624-2021 Concretes. Ultrasonic method of strength determination [Text] / NIIZhB. - Moscow: Standartinform, 2021.

3. GOST 22904-2023. Reinforced concrete structures. Magnetic method for determining the thickness of the concrete cover and the location of reinforcement/NIIGB of the USSR State Construction Committee. - Moscow, 2023.

4. GOST 31937-2024. Buildings and structures. Rules of inspection and monitoring of technical condition [Text].- М.: Standartinform, 2024.

5. Zhukov V.V. Fundamentals of Concrete Resistance to High Temperatures. — Diss. for the degree of Doctor of Technical Sciences, Moscow, 1981, p. 437.

6. Zalesov A.S. Improvement of practical methods for calculating the strength of elements of reinforced concrete structures under a combination of various force effects [Text] : Abstract of the dissertation. for the degree of Candidate of Technical Sciences. (05.480) / Vsesoyuz. correspondence Polytechnic. in-T. - Moscow : [B. I.], 1969. – 27 p.

7. Makagonov, V.A. Concrete under Conditions of High-Temperature Heating. Moscow: Stroyizdat, 1979, pp. 15-42.

8. Milovanov A.F. The strength of concrete during heating. In the book: The operation of reinforced concrete structures at high temperatures. Moscow: Stroyizdat 1972, pp. 6-18.

9. Murashev, V.I. Replacement of metal with reinforced concrete in units and structures under conditions of high temperature. Construction Industry, 1943, No. 4-5, pp. 2-6.

10. Nekrasov K.D., Zhukov V.V., Shevchenko V.I. Research of the processes affecting the destruction of concrete during its heating. In the book: Proceedings of the International Conference on Concrete Strength. — Dresden: Technical University, 1968, No. 17, vol. 6, pp. 1582-1585.

11. SP 20.13330.2016 "Loads and impacts. Updated version of SNiP 2.01.07 - 85*" [Text]. - М.: Ministry of Construction of Russia, 2016. -136 p.

12. SP 63.13330.2018 "Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. Updated version of SNiP 52-01-2003". [Text]. - М.: Ministry of Construction of Russia, 2018. -143.

13. SP 468.1325800.2019 Rules for ensuring fire resistance and fire safety of concrete and reinforced concrete structures]. - М.: Standartinform, 2020.

14. Panyukov, E.F. Assessment of the Condition of Reinforced Concrete Structures after a Fire. Doctoral Dissertation in Engineering. Moscow, 1991. 387 pages.

15. A.G. Tamrazyan , D.S. Baryak Bonding of corrosion-damaged reinforced concrete elements in case of fire impact // Magazine of Civil engineering and reconstruction. 2025.Release. 1(117). p. 40–47 p.

16. S.N. Leonovich, D.A. Litvinovsky Analytical dependences of strength, deformation, force and energy parameters of high-strength concrete during heating// Magazine of Herald Belarusian National Technical University Release №4. p. 30–34 p.

REFERENCES

1. Alekseenko, V.N. Strength of Reinforced Concrete Beams under the Action of Transverse Forces after a Fire: Abstract of Dissertation ... Candidate of Technical Sciences: 05.23.01 / Research, Design, and Technological Institute of Concrete. Moscow, 1990. 22 p.

17. Linchenko Yu.P. Joint operation of reinforcement with concrete after a fire : Abstract of Dis. ... Candidate of Technical Sciences : 05.23.01 / N.-i. design-construction. and technical. Institute of concrete and reinforced concrete. — Moscow, 1989. — 16 p.

18. Yakovlev A.I., Roitman V.M., Meshalkin E.A. A method for assessing the resistance of building structures to explosive loss of integrity in fire

conditions. In the book: Fire Resistance of Building Structures: Proceedings of the All-Union Research Institute of Fire Protection. Moscow: All-Union Research Institute of Fire Protection, 1978, No. 39, pp. 55-84.

CALCULATION OF THE LOAD-BEARING CAPACITY FOR ROOF TRUSSES ON THE LIRA-SAPR PC BASED ON THE RESULTS OF A POST-FIRE INSPECTION

Bogutsky¹ Y.G., Kalafatov² D.A., Belavsky³ V.A., Rodin⁴ S.V.

V.I. Vernadsky Crimean Federal University, Institute "Academy of Construction and Architecture"
181, Kievskaya str., Simferopol, Republic of Crimea, 295493
E-mail: ¹bogutskiyyg@mail.ru, ²jafer90@mail.ru, ³belavsky@mail.ru, ⁴sv_rodin@mail.ru

Abstract. The article presents a computational analysis of the modeling of a prefabricated reinforced concrete roof truss, taking into account the deterioration of the physico-mechanical properties of reinforced concrete: a decrease in the adhesion of reinforcement to concrete; a decrease in the modulus of elasticity and, as a result, the ability to resist deformation; a decrease in the strength and overall rigidity of the structure under fire as a result of fire. The stress-strain state of structures in the elastic formulation of problems under static load was studied.

Subject of research: numerical model of a precast reinforced concrete roof truss.

Materials and methods: data for this article were obtained during the survey of precast reinforced concrete roof trusses. The LIRA-SAPR software package was used for the analysis.

Results: as a result of the computational analysis, mosaics of nodal displacements of the calculated reinforcement for elements were obtained taking into account damage after fire exposure.

Conclusions: the bearing capacity of the reinforced concrete roof truss was calculated taking into account damage and changes in the properties of concrete and reinforcement after fire exposure by using the LIRA-SAPR software package and the requirements of SP 468.1325800.2019, recommendations for the reinforcement were developed.

Key words: roof truss, survey, fire, LIRA-SAPR PC, finite element.