

**МИНИСТЕРСТВО РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ПО ДЕЛАМ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ, ЧРЕЗВЫЧАЙНЫМ СИТУАЦИЯМ
И ЛИКВИДАЦИИ ПОСЛЕДСТВИЙ СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЙ
Академия Государственной противопожарной службы**

Кафедра пожарной безопасности в строительстве (УНЦ ППБС)

Дисциплина: «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре».

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

*Проверка соответствия строительных конструкций требованиям
пожарной безопасности*

Выполнил:
слушатель ИУиКБ ФЗО,
учебной группы
звание вн.сл.
Номер зачетной книжки
Проверил:

Москва 2020

Содержание

Исходные данные для проектирования:.....	3
1. Описание конструктивного решения здания	4
2. Определение требуемой степени огнестойкости и требуемого класса конструктивной пожарной опасности здания.....	4
3. Определение расчетным путем фактических пределов огнестойкости основных строительных конструкций	7
3.1 Колонна перекрытия	7
3.2. Ригель перекрытия.....	12
3.3. Плита перекрытия.....	15
4. Выводы и технические решения.....	18
Список используемой литературы	19

Расчетно-пояснительная часть проекта

Исходные данные для проектирования:

- 1) Назначение здания – предприятие бытового обслуживания.
- 2) Количество этажей – 3 ($H_{эм} = 3,3м$).
- 3) Количество пролетов: по ширине здания – 6 ($l_1 = 6 м$); по длине здания – 8 ($l_2 = 6 м$).
- 4) Основные строительные конструкции:
 - 4.1) Железобетонная колонна – КСР-433-24
 - сечение – 400 х 400;
 - расчетная длина (l_0) – 3300 мм;
 - тяжелый бетон на известняковом щебне класса бетона – В 25;
 - средняя плотность бетона ($\rho_{ос}$) – 2190 кг/м³;
 - весовая влажность (w) – 2,5 %;
 - класс и диаметр арматуры – (раздаточный материал);
 - толщина защитного слоя (a_l) – (раздаточный материал).
 - 4.2) Железобетонная балка (ригель) – Р-2-72-56
 - пролет – 5560 мм;
 - сечение балки ($b \times h$) – 400 х 450;
 - тяжелый бетон на гранитном щебне класса бетона – В 30;
 - средняя плотность бетона ($\rho_{ос}$) – 2320 кг/м³;
 - весовая влажность (w) – 2,5 %;
 - класс и диаметр арматуры – (раздаточный материал);
 - толщина защитного слоя (a_l) – (раздаточный материал).
 - 4.3) Железобетонная плита перекрытия – ПК 6-58.12
 - длина рабочего пролета (l) – 5700 мм;
 - размеры сечения ($b \times h$) – 1190 х 220 мм;
 - тяжелый бетон на известняковом щебне класса В 25;
 - средняя плотность бетона ($\rho_{ос}$) – 2300 кг/м³;
 - весовая влажность (w) – 2 %;
 - класс и диаметр арматуры – (раздаточный материал);
 - толщина защитного слоя (a_l) – (раздаточный материал);
 - диаметр пустот (для многополых плит) (d) – 159 мм.
- 5) Нормативные нагрузки на конструкции:
 - на колонну – 1750 кН;
 - на балку (ригель) – 43,0 кН/м;
 - на плиту перекрытия – 5,5 кН/м.

1. Описание конструктивного решения здания

Назначение здания – предприятие бытового обслуживания, 3-х этажное, длина составляет $6 \times 6 = 36$ м, ширина $8 \times 6 = 48$ м.

Площадь этажа здания 1728 м^2 .

Площадь пожарного отсека – 1728 м^2 .

Конструктивная схема здания - каркасное;
вертикальные несущие конструкции – железобетонные колонны;
горизонтальные несущие конструкции – железобетонные ригели, плиты перекрытия.

2. Определение требуемой степени огнестойкости и требуемого класса конструктивной пожарной опасности здания.

Огнестойкость конструкции – способность сохранять свои несущие и (или) ограждающие функции в условиях пожара.

Предел огнестойкости (обозн. П) – промежуток времени от начала огневого воздействия в условиях стандартных испытаний до наступления одного из нормированных для данной конструкции предельных состояний по огнестойкости.

Предельные состояния по огнестойкости:

R – потеря несущей способности;

E – потеря целостности;

I – потеря теплоизолирующей способности вследствие повышения температуры;

W – потеря теплоизолирующей способности вследствие повышения теплового излучения;

S – потеря дымогазонепроницаемости.

Класс пожарной опасности конструкции (обозн. К) – классификационная характеристика характеризующая степень участия отдельной конструкции в развитии пожара и образовании ОФП.

Пожарная опасность конструкции – свойства конструкции, которые способствуют развитию пожара и образованию ОФП.

K0 – не пожароопасные;

K1 – мало пожароопасные;

K2 – умеренно пожароопасные;

K3 – пожароопасные

Предел огнестойкости конструкции (заполнения проемов противопожарных преград) - промежуток времени от начала огневого

воздействия в условиях стандартных испытаний до наступления одного из нормированных для данной конструкции (заполнения проемов противопожарных преград) предельных состояний

Различают три предельных состояния по огнестойкости (три признака наступления предела огнестойкости):

1. Потеря несущей способности (R), характеризующаяся обрушением конструкции или возникновением предельных деформаций, недопустимых для дальнейшей эксплуатации конструкции;

2. Потеря теплоизолирующей (ограждающей) способности (I), характеризующаяся повышением температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140 °С или в любой точке этой поверхности более чем на 180 °С в сравнении с температурой конструкции до испытания или более 220 °С в какой-либо точке независимо от первоначальной температуры конструкции;

3. Потеря целостности конструкции (E), проявляющаяся в возникновении сквозных трещин или отверстий, через которые в смежное помещение проникают продукты горения или пламя.

В зависимости от вида конструкций и их роли в устойчивости зданий и сооружений нормируют предельные состояния конструкций по огнестойкости:

для колонн, балок, ферм, арок и рам учитывается только потеря несущей способности конструкций и узлов – R;

для наружных стен и покрытий – потеря несущей способности и целостности – RE;

для ненесущих внутренних стен и перегородок – потеря теплоизолирующей способности и целостности – EI;

для несущих внутренних стен и перекрытий – потеря несущей способности, целостности и теплоизолирующей способности – REI.

Обозначение предела огнестойкости строительной конструкции состоит из условных обозначений, нормируемых для данной конструкции предельных состояний, и цифры, соответствующей времени достижения одного из этих состояний (первого по времени), в минутах. Например:

R 120 – предел огнестойкости 120 минут – по потере несущей способности;

RE 60 – предел огнестойкости 60 минут – по потере несущей способности и потере целостности независимо от того, какое из двух предельных состояний наступит раньше;

REI 30 – предел огнестойкости 30 минут – по потере несущей способности, целостности и теплоизолирующей способности независимо от того, какое из трех предельных состояний наступит раньше.

Пределы огнестойкости запроектированных или реально существующих конструкций принято называть фактическими, а нормируемые – требуемыми, и обозначать соответственно P_f и $P_{тр}$. Требование безопасности считается выполненным при соблюдении условия: $P_f \geq P_{тр}$

По Федеральному закону № 123-ФЗ, статья 32 определяем класс функциональной пожарной опасности здания:

ФЗ - здания организаций по обслуживанию населения (ФЗ.5 - помещения для посетителей организаций бытового и коммунального обслуживания с нерасчетным числом посадочных мест для посетителей)

Используя СП 2.13130.2012 и характеристику данного здания определим:

требуемую степень огнестойкости здания (Отр);

требуемый класс конструктивной пожарной опасности здания (Стр);

Здание – предприятие бытового обслуживания, высота здания 9,9 м (3×3,3), площадь пожарного отсека – 1728 м², то, согласно п.6.7.1. (таблица 6.10.) СП 2.13130.2012:

требуемая степень огнестойкости здания (Отр) – II (огнестойкая);

требуемый класс конструктивной пожарной опасности здания (Стр) – С0 (не пожароопасные).

Используя приложение Федерального закона №123-ФЗ, по таблицам 21 и 22 определим:

- требуемые пределы огнестойкости конструкций (Птр);

- требуемые классы пожарной опасности конструкций (Ктр);

Степень огнестойкости здания (Отр) II (огнестойкая), требуемые пределы огнестойкости конструкций (Птр) следующие:

- несущие элементы здания (колонна и ригель) – R90;

- перекрытия междуэтажные – REI 45.

Класс конструктивной пожарной опасности здания (Стр) – С0 (не пожароопасные), требуемые классы пожарной опасности конструкций (Ктр) следующие:

- несущие стрелевые элементы (колонны, ригели и др.) – К0;

- стены, перегородки, перекрытия и бесчердачные покрытия – К0.

3. Определение расчетным путем фактических пределов огнестойкости основных строительных конструкций

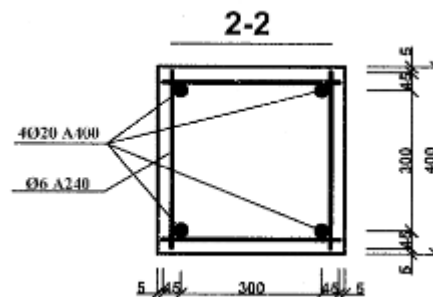
3.1 Колонна перекрытия

Железобетонная колонна – КСР-433-24

- сечение – 400 x 400;
- расчетная длина (l_0) – 3300 мм;
- тяжелый бетон на известняковом щебне класса бетона – В 25;
- средняя плотность бетона (ρ_{oc}) – 2190 кг/м³;
- весовая влажность (w) – 2,5 %;
- класс и диаметр арматуры – 4Ø20 А400;
- толщина защитного слоя (a_l) – 40 мм.

Нормативные нагрузки на конструкции:

- на колонну – 1750 кН;



Прочностные характеристики материалов:

Согласно СП 52-102-2004, основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению R_{sn} , принимаемое в зависимости от класса арматуры по таблице 7.

Арматура класса А400 $R_{sn} = 390$ МПа, тогда

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

где γ_s – коэффициент надежности по арматуре

$$A'_s + A_s = A_{s,tot} = 1256 \text{ по приложению 20 [4]}$$

Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения:

сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,n}$;

сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$.

Нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) и осевому растяжению (при назначении класса бетона

по прочности на сжатие) принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие В согласно таблице 5.1. СП 52-101-3-2003

Бетон класса В25 $R_{b,n} = 18,5$ Мпа, тогда

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

Где γ_b - коэффициент надежности по бетону при сжатии

Теплофизические характеристики бетона:

$$\lambda_{tem,m} = 1,14 - 0,00055 \cdot t_m = 1,14 - 0,00055 \cdot 450 = 0,8925 \text{ Вт / (м} \cdot \text{°C)}$$

$$C_{tem,m} = 710 + 0,84 \cdot t = 710 + 0,84 \cdot 450 = 1088 \text{ Дж / (кг} \cdot \text{°C)}$$

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50,4 \cdot W_b) \cdot \rho_{oc}} = \frac{0,8925}{(1088 + 50,4 \cdot 2,5) \cdot 2190} = 3,35 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2 / \text{с}$$

Для дальнейших расчетов задаемся интервалами времени τ_n , равными $\tau_1=0$; $\tau_2 = 1$ ч; $\tau_3 = 2$ ч.

Для $\tau_1 = 0$ несущая способность колонны будет равна:

$$N_{p,t,\tau=0} = \phi_{tem} (R_{bu} \cdot b \cdot h + R_{scu} \cdot A_{s,tot})$$

$$N_{p,t,\tau=0} = 0,9975 \cdot (22,3 \cdot 400 \cdot 400 + 433,3 \cdot 1256) = 4100 \text{ кН}$$

где $\phi_{tem} = 0,9975$ принят по приложению 18 [4], в зависимости от отношения $\frac{l_o}{b} = \frac{3,3}{0,4} = 8,25$.

Для $\tau_2 = 1$ ч.

Критерий Фурье равен:

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \cdot \tau_2}{(0,5b + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,35 \cdot 10^{-7} \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,4 + 36,76 \cdot \sqrt{3,35 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,0246,$$

Где $k = 0,612 \text{ ч}^{0,5} = 36,76 \text{ с}^{0,5}$ по приложению 17 [4].

$$\xi = 1 - \frac{x}{0,5 \cdot b + k \cdot \sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,15}{0,5 \cdot 0,4 + 36,76 \cdot \sqrt{3,64 \cdot 10^{-7}}} = 0,32$$

где

$$x = y = 0,5 \cdot h - a_l - 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 0,4 - 0,05 - 0,5 \cdot 0,02 = 0,15 \text{ м.}$$

По приложению 14 [4] находим $\theta_x = \theta_y = 0,8$

$$t_{y=0,15} = t_{x=0,15} = 1250 - (1250 - t_n) \cdot \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,8 = 266^\circ \text{C}.$$

Температура арматурных стержней при обогреве колонны с четырёх сторон будет равна:

$$t_{y=0,15;x=0,15;\tau=1,0} = t_b - \frac{(t_b - t_{x=0,15;y=0}) \cdot (t_b - t_{y=0,15;x=0})}{t_b - t_n},$$

$$t_{y=0,14;x=0,14;\tau=1,0} = 945 - \frac{(945 - 266) \cdot (945 - 266)}{945 - 20} = 446,5^\circ \text{C}$$

где

$$t_b = 345 \cdot \lg(0,133 \cdot \tau + 1) + t_n = 345 \cdot \lg(0,133 \cdot 3600 + 1) + 20 = 945^\circ \text{C}$$

По приложению 19 [4] находим значение коэффициента снижения прочности арматуры $\gamma_{s,tem} = 0,98$, методом интерполяции.

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

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_n) \cdot \theta_u$$

Величину θ_u находим из приложения 15 [4] при:

$$\frac{F_{ox}}{4} = \frac{0,0246}{4} = 0,0061; \theta_u = 1;$$

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - 20) \cdot 1,0 = 20^\circ \text{C}.$$

При критической температуре бетона на известняковом щебне $t_{b,cr} = 750^\circ \text{C}$,

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_n} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_n)}{(t_b - t_{x=x=0,\tau})(1250 - t_n)} = \frac{1250 - 945}{1250 - 20} + \frac{(945 - 750) \cdot (945 - 20)}{(945 - 20) \cdot (1250 - 20)} = 0,4$$

Из приложения 14 [4] при $F_{ox} = 0,0244$ и $\theta_{я,x} = 0,4$ находим $\zeta_{я,x} = 0,18$.

Тогда:

$$b_{я} = h_{я} = 2 \left(0,5 \cdot h + k \sqrt{a_{red}} \right) (1 - \zeta_{я,x})$$

$$b_{я} = h_{я} = 2 \cdot \left(0,5 \cdot 0,4 + 36,76 \cdot \sqrt{3,35 \cdot 10^{-7}} \right) \cdot (1 - 0,18) = 0,364 \text{ м} = 364 \text{ мм}$$

Несущая способность колонны при $\tau_1 = \tau_2 = 1,0$ ч будет равна:

$$N_{p,t,\tau=1,0} = \phi_{tem} \left(R_{bu} \cdot b_{я} \cdot h_{я} + R_{scu} \cdot A_{s,tot} \cdot \gamma_{s,tem} \right)$$

$$N_{p,t,\tau=1,0} = 0,989 \cdot (22,3 \cdot 364 \cdot 364 + 433,3 \cdot 1256 \cdot 0,98) = 3432 \text{ кН}$$

где $\varphi_{tem} = 0,989$, по приложению 18 [4], в зависимости от отношения $\frac{l_o}{b} = \frac{3,3}{0,364} = 9,05$.

Для $\tau_3 = 2$ ч.

Критерий Фурье равен:

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \cdot \tau_3}{(0,5b + k \cdot \sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,35 \cdot 10^{-7} \cdot 2 \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,4 + 36,76 \sqrt{3,35 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,0493.$$

При $\xi = 0,32$ и $F_{ox} = F_{oy} = 0,0493$, по приложению 14 [4] находим $\theta_x = \theta_y = 0,55$.

$$t_{y=0,14} = t_{x=0,14} = 1250 - (1250 - t_n) \cdot \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,55 = 573,5^\circ C.$$

$$t_{y=0,14;x=0,14;\tau_3=2,0ч} = t_b - \frac{(t_b - t_{x=0,14;y=0}) \cdot (t_b - t_{y=0,14;x=0})}{t_b - t_n},$$

$$t_{y=0,14;x=0,14;\tau_3=2,0ч} = 1049 - \frac{(1049 - 573,5)^2}{1049 - 20} = 829,3^\circ C$$

$$\text{где } t_b = 345 \cdot \lg(0,133 \cdot \tau + 1) + t_n = 345 \cdot \lg(0,133 \cdot 2 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1049^\circ C.$$

По приложению 19 [4] находим значение коэффициента снижения прочности арматуры $\gamma_{s,tem} = 0,02$.

θ_u находим из приложения 15 [4] при:

$$\frac{F_{ox}}{4} = \frac{0,0489}{4} = 0,0122; \theta_u = 0,9975;$$

$$t_x = 0 = t_y = 0 = 1250 - 1230 \cdot 0,9975 = 23,1^\circ C.$$

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_n} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_n)}{(t_b - t_{x=x=0,\tau})(1250 - t_n)} = \frac{1250 - 1049}{1250 - 20} + \frac{(1049 - 750) \cdot (1049 - 20)}{(1049 - 23,1) \cdot (1250 - 20)} = 0,4$$

Из приложения (14) [4] при $F_{ox} = 0,0489$ и $\theta_{я,x} = 0,4$ находим $\zeta_{я,x} = 0,3$.

Тогда:

$$b_{я} = h_{я} = 2 \left(0,5 \cdot h + k \sqrt{a_{red}} \right) (1 - \xi_{я,x}) = 2 \cdot \left(0,5 \cdot 0,4 + 36,76 \cdot \sqrt{3,35 \cdot 10^{-7}} \right) \cdot (1 - 0,3) = 0,309 \text{ м}$$

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

$$N_{p,t,\tau=2,0} = \phi_{tem} \left(R_{bu} \cdot b_{я} \cdot h_{я} + R_{scu} \cdot A_{s,tot} \cdot \gamma_{s,tem} \right)$$

$$N_{p,t,\tau=2,0} = 0,973 \cdot (22,2 \cdot 309 \cdot 309 + 433,3 \cdot 1256 \cdot 0,3) = 2096 \text{ кН}$$

где $\varphi_{tem} = 0,973$, по приложению 18 [4], в зависимости от отношения $\frac{l_o}{b} = \frac{3,3}{0,311} = 10,6$.

По результатам расчета строим график снижения несущей способности колонны в условиях пожара.

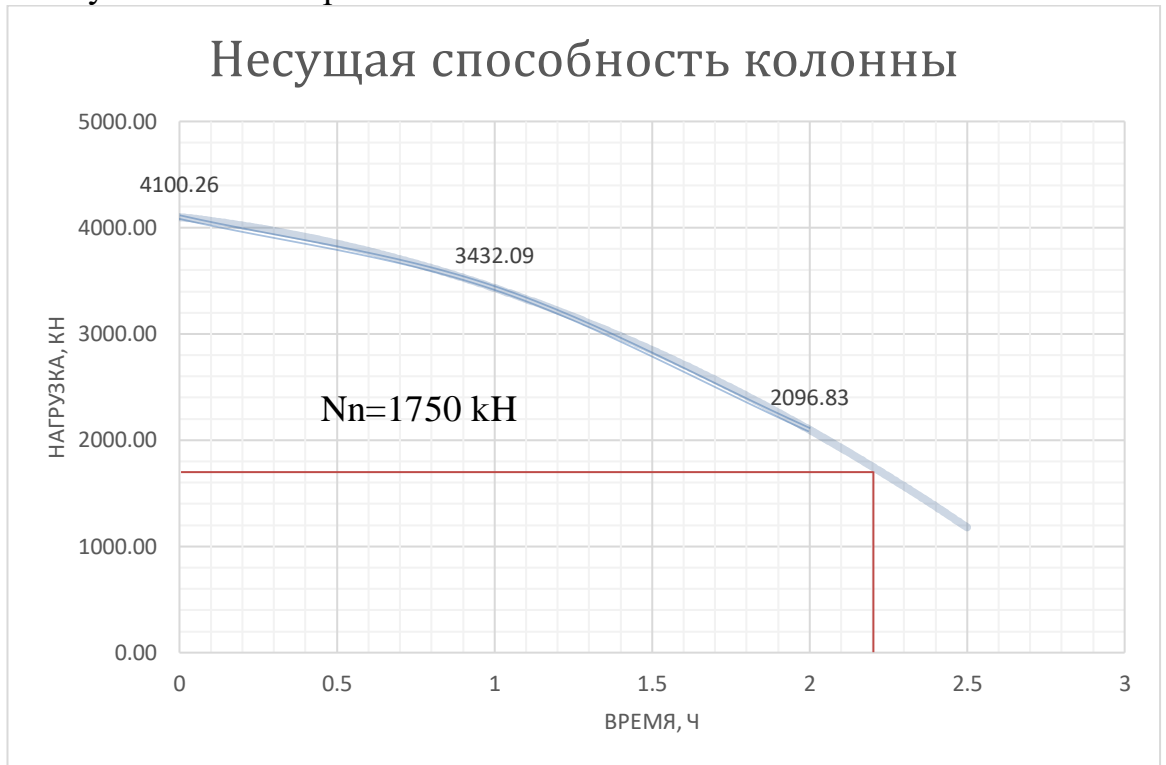


График 1. Зависимости несущей способности колонны от времени пожара

Ответ: По графику определили, что предел огнестойкости $P_f = 138$ мин.

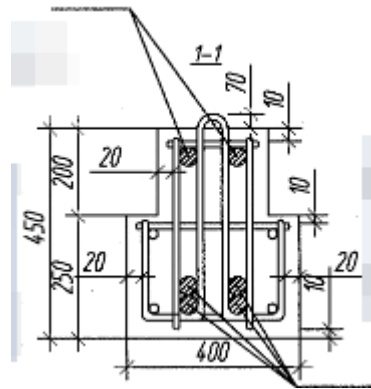
3.2. Ригель перекрытия

4.2) Железобетонная балка (ригель) – Р-2-72-56

- пролет – 5560 мм;
- сечение балки ($b \times h$) – 400 x 450;
- тяжелый бетон на гранитном щебне класса бетона – В 30;
- средняя плотность бетона ($\rho_{\text{ос}}$) – 2320 кг/м³;
- весовая влажность (w) – 2,5 %;
- класс и диаметр арматуры – 2Ø25; 4Ø36;
- толщина защитного слоя (a_l) – 30 мм.

Нормативные нагрузки

- на балку (ригель) – 43 кН/м;



Определяем расстояние до рабочей арматуры

$$a_1 = 30 + 25/2 = 42,5 \text{ мм.}$$

$$a_2 = 30 + 36/2 = 48 \text{ мм.}$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2}{A_{s1} + A_{s2}}$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{1232 \cdot 42,5 + 1232 \cdot 48}{982 + 4072} = 46,9 \text{ мм}$$

$$h_0 = h - a = 450 - 46,9 = 403,1 \text{ мм.}$$

Площадь сечения арматуры определяем по приложению 20 [4].

$$A_{s1} = 2 \text{ } \varnothing 25 \text{ A400} = 982 \text{ мм}^2.$$

$$A_{s2} = 4 \text{ } \varnothing 36 \text{ A400} = 4072 \text{ мм}^2.$$

Арматура класса А400

$$A_{s,\text{tot}} = A_{s1} + A_{s2} = 5054 \text{ мм}^2;$$

$R_{sn}=390$ МПа;

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

Значения коэффициента надежности по арматуре при сжатии γ_b принимают равными 0,9.

Бетон класса В30 $R_{bn} = 22$ МПа, тогда

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{22}{0,83} = 26,5 \text{ МПа}$$

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии γ_b принимают равными 0,83.

Изгибающий момент от действия нормативной нагрузки равен:

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{43 \cdot 5,56^2}{8} = 166,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для выполнения дальнейших расчетов задаёмся интервалами времени $\tau_1 = 0$; $\tau_2 = 1$ ч; $\tau_3 = 2$ ч.

Для времени $\tau_1 = 0$ несущая способность балки равна:

$$M_{p,t,\tau=0} = R_{bu} \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5 \cdot x),$$

$$M_{p,t,\tau=0} = 26,5 \cdot 400 \cdot 206 \cdot (370 - 0,5 \cdot 206,4) = 655,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{где } x = \frac{R_{su} \cdot A_s}{R_{bu} \cdot b} = \frac{433,3 \cdot 5054}{26,5 \cdot 400} = 206 \text{ мм} .$$

Для времени $\tau_2 = 1$ ч по приложению 21 [4] для $t_{cr} = 750$ °С находим $\delta_{x,tem} = 7$ мм;

$$b_{tem} = b - 2 \cdot \delta_{x,tem} = 400 - 2 \cdot 7 = 386$$

По координатам расположения стержней арматуры определяем их температуру (для определения температуры рассматриваем кривую графика 5, определяя условное местоположение кривой графика приложение 22 [4])

время пожара 1 ч $t_s = 180$ °С;

Этим значениям температур соответствуют коэффициенты снижения прочности арматурной стали по приложению 19 [4] $\gamma_{s,tem,1} = \gamma_{s,tem,2} = 1,0$.

Для времени $\tau_1 = 1$ несущая способность балки равна:

Высота сжатой зоны бетона равна:

$$x_{tem} = \frac{R_{su} \cdot A_s \cdot \gamma_{s,tem}}{b_{tem} \cdot R_{bu}} = \frac{433,3 \cdot 5054 \cdot 1,0}{390 \cdot 26,5} = 214 \text{ мм} .$$

Несущая способность балки составит:

$$M_{p,tem,\tau=1,0} = R_{bu} \cdot b_{tem} \cdot x_{tem} \cdot (h_o - 0,5 \cdot x_{tem})$$

$$M_{p,tem,\tau=1,0} = 26,5 \cdot 386 \cdot 214 \cdot (370 - 0,5 \cdot 214) = 648 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для времени $\tau_3 = 2$ ч по приложению 21 [4] находим $\delta_{x,tem} = 22$ мм;

$$b_{tem} = b - 2 \cdot \delta_{x,tem} = 400 - 2 \cdot 22 = 356$$

По координатам расположения стержней арматуры определяем их температуру (для определения температуры рассматриваем кривую графика 5, определяя условное местоположение кривой графика приложение 22 [4])

время пожара 2 ч $t_s = 310$ °С;

Этому значению температуры соответствует коэффициент снижения прочности арматурной стали $\gamma_{s,tem} = 1$ приложение 19 [4].

Высота сжатой зоны бетона равна:

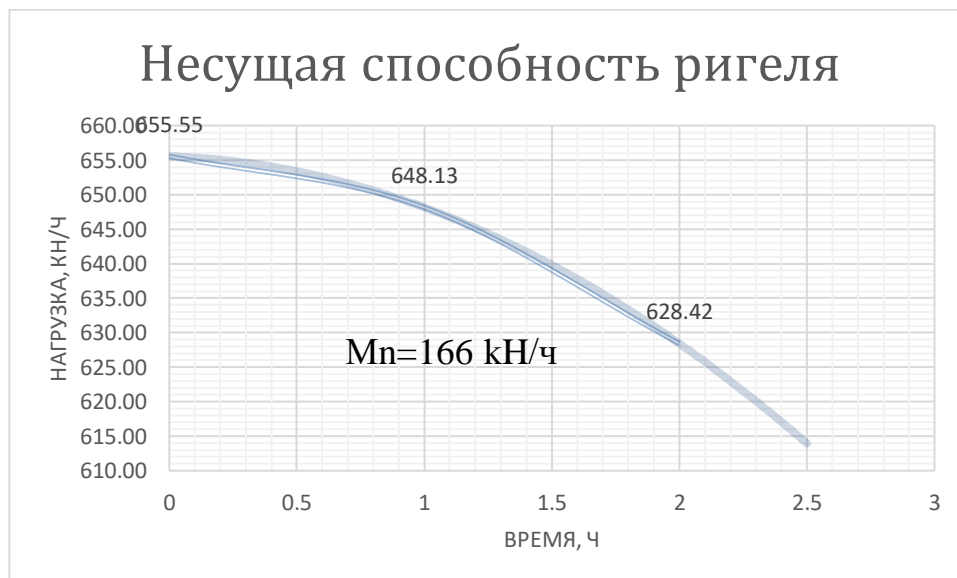
$$x_{tem} = \frac{R_{su} \cdot A_s \cdot \gamma_{s,tem}}{b_{tem} \cdot R_{bu}} = \frac{433,3 \cdot 5054 \cdot 1}{340 \cdot 26,5} = 232 \text{ мм}$$

Несущая способность балки составит:

$$M_{p,tem,\tau=1,0} = R_{bu} \cdot b_{tem} \cdot x_{tem} \cdot (h_o - 0,5 \cdot x_{tem})$$

$$M_{p,tem,\tau=1,0} = 26,5 \cdot 356 \cdot 232 \cdot (403,1 - 0,5 \cdot 232) = 616,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Строим график снижения несущей способности балки и определяем её фактический предел огнестойкости.



Ответ: Фактический предел огнестойкости ригеля $P_f > 2$ ч. 30 мин

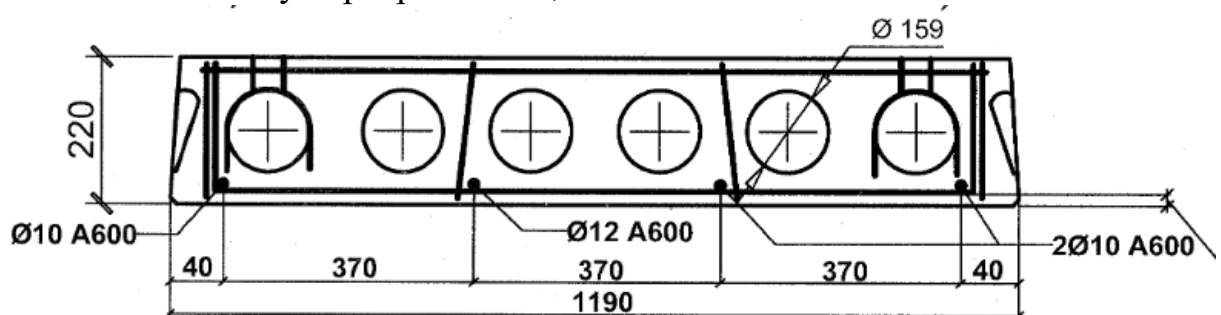
3.3. Плита перекрытия

Железобетонная плита перекрытия – ПК 6-58.12

- длина рабочего пролета (l) – 5700 мм;
- размеры сечения ($b \times h$) – 1190 x 220 мм;
- тяжелый бетон на известняковом щебне класса В 25;
- средняя плотность бетона ($\rho_{\text{ос}}$) – 2300 кг/м³;
- весовая влажность (w) – 2 %;
- класс и диаметр арматуры – А600 1Ø10, 3 Ø12;
- толщина защитного слоя (a_l) – 20 мм;
- диаметр пустот (для многополых плит) (d) – 159 мм.

Нормативные нагрузки

- на плиту перекрытия – 5,5 кН/м.



Определяем максимальный изгибающий момент

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{5,5 \cdot 5,7^2}{8} = 22,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$a = a_l + \frac{d}{2} = 20 + \frac{12}{2} = 26 \text{ мм},$$

$$h'_f = \frac{h - \Phi_n}{2} = \frac{220 - 159}{2} = 30,5 \text{ мм},$$

$$h_0 = h - a = 220 - 26 = 194 \text{ мм}.$$

Для бетона В25 $R_{bn} = 18,5 \text{ МПа}$ (СП 52-101-3-2003),

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

где γ_b коэффициент надежности по бетону при сжатии

Согласно СП 52-102-2004, основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению R_{sn} , принимаемое в зависимости от класса арматуры по таблице 7.

Арматура класса А 600, $R_{sn}=590$ МПа, тогда

$$R_{su} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{590}{0,9} = 656 \text{ МПа} .$$

где γ_s – коэффициент надежности по арматуре

$$A_s = 339 + 78,5 = 417,5 \text{ мм}^2 \text{ приложение 20 [4].}$$

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

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M_n}{R_{bu} b'_f}} = 194 - \sqrt{194^2 - 2 \cdot \frac{22,3 \cdot 10^6}{22,3 \cdot 1190}} = 4,4 \text{ мм}$$

где $b = b'_f$,

$$x_{tem} = 4,4 < h'_f = 30,5 \text{ мм} .$$

Напряжение в сечении растянутой арматуры

$$\sigma_{s,tem} = \frac{b'_f x_{tem} R_{bu}}{A_s} = \frac{1190 \cdot 4,4 \cdot 22,3}{417,5} = 280 \text{ МПа} .$$

$$\text{По формуле } \gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{280}{656} = 0,43 .$$

По приложению 19 [4] при $\gamma_{s,tem} = 0,43$ для арматуры класса А 600 критическая температура $t_{s,cr} = 541^\circ\text{C}$;

$$\text{erf}(x) = \frac{1250 - 611}{1250 - 20} = 0,58 .$$

По приложению 13 [4] находим $X = 0,58$

Теплофизические характеристики бетона приложение 16 [4]

$$\lambda_{tem,m} = 1,14 - 0,00055 t_m = 0,14 - 0,00055 \cdot 450 = 0,89 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$$

$$C_{tem,m} = 710 + 0,84 t_m = 710 + 0,84 \cdot 450 = 1088 \text{ Дж} / (\text{кг} \cdot ^\circ\text{C}) ;$$

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50,4 W_b) \rho_{oc}} = \frac{0,89}{(1088 + 50,4 \cdot 2) \cdot 2300} = 3,32 \cdot 10^{-7} \text{ м} / \text{с}$$

Для плиты со сплошным сечением находим предел огнестойкости:

$$\tau = \frac{\left(K + \frac{y + K_1 d}{\sqrt{a_{red}}} \right)^2}{4x^2} = \frac{\left(37,2 + \frac{0,02 + 0,5 \cdot 0,012}{\sqrt{3,32 \cdot 10^{-7}}} \right)^2}{4 \cdot 0,58^2} = 6216 \text{ с} = 104 \text{ мин}$$

где $y = a_l$

С учетом пустотности плиты ее фактический предел огнестойкости находим путем умножения найденного значения на коэффициент 0,9.

Тогда, $\Pi_\phi = 104 \cdot 0,9 = 93 \text{ мин}$.

Ответ: предел огнестойкости железобетонной конструкции с заданными параметрами составит 93 мин.

4. Выводы и технические решения

Конструкция	П _{тр}	К _{тр}	Документы	П _ф	К _ф	Как определили	Вывод (Предел/Класс)	
Колонна	R90	K ₀	(т 21, т 22) ФЗ-123 (т 6.10.) СП 2.13130.2012	R132	K ₀ ^{C0}	расчет	+	+
Ригель	R90	K ₀	т 21, т 22) ФЗ-123 (т 6.10.) СП 2.13130.2012	R>240	K ₀ ^{C0}	расчет	+	+
Плита перекрытия	REI45	K ₀	т 21, т 22) ФЗ-123 (т 6.10.) СП 2.13130.2012	R93	K ₀ ^{C0}	расчет	+	+

Требуемая степень огнестойкости здания (О_{тр}) – II;

Фактическая степень огнестойкости здания (О_ф) – I;

В результате проведенных расчётов определили, что фактические пределы огнестойкости П_ф основных конструкций в здании больше требуемых П_{тр}, условие П_ф ≥ П_{тр} соблюдается, требование безопасности выполнено.

Список используемой литературы

1. Федеральный закон Российской Федерации №123-ФЗ от 22.07.2008 «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» (с изменениями);
2. СП 2.13130.2012 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты;
3. Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре: Учебник/ В.Н. Демехин, И.Л. Мосалков, Г.Ф. Плюснина, Б.Б. Серков, А.Ю. Фролов, Е.Т. Шурин. – М.: Академия ГПС МЧС России, 2003 – 656 с.,
4. Ю.Г.Шевкуненко, А.Б.Сивенков, Е.Л.Барина, Д.Н.Приступок Методические указания к выполнению контрольных работ и упражнений по дисциплине «Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре» для слушателей очного и заочного обучения - М. : Академия ГПС МЧС России, 2010
5. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции
6. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции
7. СП 52-101-3-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматур
8. СП 56.13330.2011 Производственные здания.