

2. Описано методику експериментальних досліджень дерев'яних вант армованих сталінним канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів металозубчатими пластинами на дію різних видів зовнішніх навантажень, а саме: симетричних та несиметричних додатніх і від'ємних навантажень.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Кравз, А.Р. Методика експериментальних досліджень дерев'яних вант армованих сталінним канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів вкесними стержнями [Текст] / А.Р. Кравз, Б.Г. Демчина // Збірник наукових праць НУК, 2013. – № 2. – С. 38-42.
2. Кравз А.Р. Методика експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яної ванги, армованої сталінним тросом [текст] / А.Р. Кравз, Б.Г. Демчина, І.І. Лукач, В.В. Волоцюга, О.В. Янко // Теорія і практика будівництва. – Львів, 2012. – № 742. – С. 117-120.
3. Беленя, Е.И. Металлические конструкции: специальный курс: учеб. пособие для вузов [Текст] / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Ведеников [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 2-е изд., перераб. и доп. – М: Стройиздат, 1982 – 472 с.
4. Стальной канат типа ТК конструкции 6x19+1x19: гост 3067-88. М.: ИПК Издательство стандартов, 1990. – 5 с.
5. Слишкоухов, Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс [текст] / Ю.В. Слишкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев, И.М. Гуськов, З.Б. Махутова – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.
6. Бабаева, К.А. Расчетные нагрузки для основных типов висячих покрытий [текст] / К.А. Бабаева // Научно-техническая информация ГОССТРОЯ СССР. – 1968. – № 10.

УДК 69.059.22:614.84

Курланов Д.В.

УЧЕТ СТЕПЕНИ ОГНЕВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Наиболее сложным является учет степени огневого воздействия на железобетонные конструкций. Разнородность материалов, составляющих железобетон, при нагреве приводит к разным температурным деформациям, нарушает связь между цементным камнем, крупным и мелким заполнителем, а также с арматурой. В результате в железобетонных элементах происходят необратимые изменения механических свойств, снижение прочности на сжатие и растяжение, дополнительные прогибы.

Изменения механических свойств бетона при его нагреве и последующем охлаждении в настоящее время оцениваются очень приблизительно. Это затрудняет определение несущей способности железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению.

Обычно после пожара нет точных данных о температуре нагрева конструкций и продолжительности пожара. Приходится судить об этом по состоянию и цвету поверхности железобетонных конструкций после огневого воздействия пожара на них. Это снижает точность определения остаточной прочности железобетонных элементов после пожара, особенно стальных.

При нагреве железобетона свыше 60 С тепловые деформации бетона и арматуры становятся различными и в них появляются дополнительные напряжения: в бетоне растягивающие, в арматуре сжимающиеся. Проявляются и различные тепловые деформации цементного камня и крупного заполнителя.

При нагреве бетона свыше 100°С происходит необратимое снижение его механических характеристик (пределов прочности, модуля деформации).

Расчётное сопротивление сжатию слоёв бетона, повреждённых огнём, после охлаждения можно определить по формуле

$$R_{s,t}^* = \gamma_{s,t}^* \cdot R_{s,0}^* \quad (1)$$

где $\gamma_{s,t}^*$ – коэффициент снижения расчётного сопротивления бетона сжатию после охлаждения в зависимости от температуры нагрева.

Расчётное сопротивление при растяжении слоёв бетона, повреждённых огнём, определяется по формуле

$$\begin{aligned} R_{st,t}^* &= \gamma_{st,t}^* \cdot R_{st,0}^* \\ \gamma_{st,t}^* &= \gamma_{s,t}^* - 0,2(1 + 0,1t), \end{aligned} \quad (2)$$

где t – температура нагрева бетона.

Начальный модуль упругости бетона, подвергавшегося нагреву и последующему охлаждению, определяют по формуле

$$E_{st,t}^* = \beta_k \cdot E_{st,0}^* \quad (3)$$

где β_k – коэффициент снижения модуля упругости бетона.

$$\beta_k = 1 - kt. \quad (4)$$

Значение k для тяжёлого бетона равно $0,17 \cdot 10^{-2}$, для керамзитобетона $0,10 \cdot 10^{-2}$. Снижение модуля упругости бетона при нагреве необратимо после охлаждения.

При нагреве бетона свыше 500 °С модуль упругости не учитывается в расчётах прочности и деформативности конструкции.

Прочностные показатели бетона, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, железобетонных элементов зависят от температуры нагрева и длительности огневого воздействия.

Арматура, выполненная из горячекатаной стали марок 80С и 30хГ2С класса А-500, при нагреве до 300 °С и последующим ее охлаждением также сохраняет свой начальный предел текучести. При дальнейшем ее нагреве до 700 °С и последующим охлаждением, предел текучести этих марок сталей уменьшается соответственно на 40 % и 37 %.

Нагрев арматуры, выполненной из обыкновенной арматурной проволоки в диапазоне температур 400...700 °С и последующим ее охлаждением приводит к снижению предела текучести от 2 до 40 %.

Нагрев арматуры, выполненной из высокопрочной арматурной проволоки, в диапазоне температур 300...700 °С и последующим ее охлаждением приводит к снижению ее предела текучести от 5 до 60 %.

При нагреве арматура до 250...300 °С происходит полная потеря предварительного напряжения арматуры.

При высоких температурах нагрева происходит изменение прочности сцепления арматуры с бетоном. При нагреве стали класса А-400 периодического профиля до 300 °С прочность сцепления арматуры с тяжёлым бетоном выше первоначальной, при температуре нагрева 350 °С и последующем затем охлаждении прочность сцепления начинает снижаться и при температуре 450 °С составляет около 75 % от первоначальной величины.

Сцепление арматуры с бетоном после нагрева и последующего охлаждения меньше, чем в не нагретом состоянии.

Значения расчётного сопротивления арматуры растяжению при нагреве и последующем охлаждении определяются по формуле

$$R_{st,t}^* = \gamma_{st,t}^* \cdot R_{st,0}^* \quad (5)$$

где $\gamma_{st,t}^*$ – коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры растяжению в зависимости от температуры нагрева.

Значение расчётного сопротивления арматуры сжатию можно определить по формуле

$$R_w^* = \gamma_{s1}^* \cdot \gamma_{s2}^* \cdot R_s \quad (6)$$

где γ_{s2}^* – коэффициент, учитывающий снижение сцепления арматуры с бетоном после нагрева и охлаждения.

Для стержневой гладкой горячекатаной арматуры

$$\gamma_{s2}^* = 1 - 0,001 t. \quad (7)$$

Для стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля

$$\gamma_{s2}^* = 1 - 0,001 \cdot (0,1 + 0,001 t) \cdot t. \quad (8)$$

Модуль деформации арматурной стали после нагрева и последующего охлаждения принимается при $\gamma_{s1}^* = 1,0$, как для арматуры, не подвергшейся нагреву.

При учёте неравномерности распределения прочности бетона по толщине элемента, подвергнутого огневому воздействию пожара, производится приведение неравномерно прогретых слоёв бетона к однородному материалу.

Коэффициент приведения частей (бетонных слоёв) сечения элемента, повреждённого огнём α_{bt1} , следует принимать пропорциональным отношению прочности бетона рассматриваемого слоя R_{bt1}^* к прочности основного слоя R_{bt10c}^*

$$\alpha_{bt1} = \frac{R_{bt1}^*}{R_{bt10c}^*}. \quad (9)$$

Для определения несущей способности железобетонного элемента, подвергнутого огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, его поперечное сечение разделяют на слои параллельные поверхности конструкции бывшей под наибольшим воздействием повышенной температуры.

Толщина слоев принимается равной: для плит 30...50 мм, для балок и колонн 50...100 мм.

Если температура нагрева слоя бетона была не более 60°С, то расчетное сопротивление сжатию этого слоя принимается как для бетона не подвергнутого нагреву R_b .

При температуре нагрева слоя бетона более 60°С, его расчетное сопротивление сжатию определяется по формуле (1).

Если сжатый слой бетона был нагрет свыше 500°С, то его, а также стальную арматуру, расположенную в нем, не учитывают в расчетах прочности и деформативности элемента.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, подвергнутого огневому воздействию при пожаре, после охлаждения ξ_{bt1}^* определяется по формуле

$$\xi_{bt1}^* = \frac{\omega_j^*}{1 + \frac{R_{s1}^*}{\sigma_{сж}} \left(1 - \frac{\omega_j^*}{1,1} \right)}, \quad (10)$$

где ω_j^* – характеристика сжатой зоны бетона, подвергнутого нагреву, определяемая по формуле

$$\omega_j^* = 0,85 - 0,008 \gamma_{s1}^* \cdot R_s. \quad (11)$$

В формуле (5.12) значение γ_{s1}^* применяется для наиболее сжатого слоя бетона, учитываемого в расчетах.

При кратковременном воздействии нагрузки принимают $\sigma_{сж} = 400$ МПа, при учете длительного воздействия нагрузка – $\sigma_{сж} = 500$ МПа.

Несущая способность нормального прямоугольного сечения изгибаемого элемента (плиты), подвергшегося нагреву снизу после охлаждения, (при) определяется по формуле

$$(12)$$

где x – высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$(13)$$

$R_{b,1,1}^o$ – расчетное сопротивление сжатию бетона первого (верхнего) слоя толщиной h_1 , вычисляемое по формуле (1);

$R_{s,1}^o$ и $R_{s,1}^o$ – расчетные сопротивления растянутой и сжатой арматуры, вычисляемые по формулам (5) и (6).

Если значение x , вычисленное по формуле (13), больше толщины слоя h_1 , то несущая способность нормального изгибаемого элемента сечения, подвергшегося нагреву снизу, определяется по формуле

$$M_u = R_{b,1,1}^o \cdot b h_1 (h_0 - 0,5 h_1) + R_{b,1,2}^o \cdot b (x - h_1) [h_0 - 0,5 (x - h_1)] + R_{s,1}^o \cdot A_s' (h_0 - a'), \quad (14)$$

где $R_{b,1,2}^o$ – расчетное сопротивление сжатию бетона 2-го слоя, толщиной h_2 ;

$$x = \frac{R_{s,1}^o \cdot A_s - R_{s,1}^o \cdot A_s' - R_{b,1,1}^o \cdot b h_1}{R_{b,1,2}^o \cdot b} + h_1 \leq h_1 + h_2. \quad (15)$$

Если значение x , вычисленное по формуле (15), оказывается больше $h_1 + h_2$, то в расчет вводится третий слой бетона h_3 и т.д.

Если $\xi_i^o > \xi_{Ri}^o$, то в формулах (12) и (14) вместо x подставляют $x_R = \xi_{Ri}^o h_0$.

Если нагрев плиты был сверху, $\xi_i^o \leq \xi_{Ri}^o$ и температура нагрева верхнего слоя бетона была ниже 500 С, то несущую способность нормального сечения изгибаемого элемента вычисляют по формулам (12) и (14).

При нагреве верхнего слоя бетона плиты более 500 С, он, а также сжатая арматура, расположенная в нем, не учитываются в расчете.

При $\xi_i^o > \xi_{Ri}^o$ в формулах (12) и (14) вместо x ставят $x_R = \xi_{Ri}^o h_0$.

Если в формулах (13) и (15) значение x получается отрицательным или нулевым, то принимают $A_s' = 0$.

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_i^o \leq \xi_{Ri}^o$ и $x \leq h_i'$, определяется по формулам (12) и (14), а x – по формулам (13) и (15).

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_i^o < \xi_{Ri}^o$ и $x > h_i'$, определяется по формуле

$$M_u = \sum_{i=1}^n R_{b,i,1}^o \cdot b_i' h_i (h_0 - \sum_{i=1}^m h_{i-1} - 0,5 h_i) + \sum_{i=1}^m R_{b,i,1}^o \cdot b_i (x - h_i') [h_0 - 0,5 (x - h_i')] + R_{s,i}^o \cdot A_s' (h_0 - a'), \quad (16)$$

где n – число горизонтальных слоев в полке;

m – число вертикальных слоев в ребре;

$\sum_{i=1}^m h_{i-1}$ – сумма толщин горизонтальных слоев перед i -слоем;

b_i – толщина i -того вертикального слоя в ребре.

Значение x в формуле (5.17) вычисляется по формуле

$$x = \frac{R'_{s,l} A_s - \sum_{i=1}^n R'_{b,l,i} \cdot b'_i h_i - R'_{s,l} A'_s + \sum_{i=1}^m R'_{b,l,i} \cdot b_i \cdot h'_i}{\sum_{i=1}^m R'_{b,l,i} \cdot b_i} \quad (17)$$

Несущая способность тавровых сечений отдельных балок при нагреве со стороны сжатой полки после охлаждения определяется при $\xi'_i \leq \xi'_{R,l}$ и $x_i \leq h'_i$ по формулам (12) и (14).

При $\xi'_i \leq \xi'_{R,l}$ и $x > h'_f$ несущая способность отдельных балок таврового сечения со сжатой полкой вычисляется по формуле (16). При $\xi'_i > \xi'_{R,l}$ несущая способность таврового сечения сжатой полки вычисляется по формуле (16) с заменой значения x на $x_R = \xi'_{R,l} h'_0$.

Несущая способность пролетного сечения плиты, усиленной наращиванием сверху при $x \leq \Delta h$, определяется по формуле

$$(18)$$

где γ_l – коэффициент, учитывающий податливость соединения бетона усиления с бетоном плиты, равный 0,9;

$R_{b,2}$ – расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;

h_0 – рабочая высота сечения плиты до ее усиления;

x – высота сжатой зоны бетона после усиления плиты, определяемая по формуле

$$x = \frac{R'_{s,l} A_s}{\gamma_l R_{b,2} b} \quad (19)$$

где $R'_{s,l}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры плиты.

Нейтральная ось в усиленной плите должна располагаться в слое усиления, что можно сделать, изменяя толщину наращивания бетона Δh .

Несущая способность наклонных сечений изгибаемых элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, вычисляется по формуле

$$Q_u = Q'_{b,l} + Q'_{sw,l} \quad (20)$$

где $Q'_{b,l}$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q'_{sw,l}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Значение $Q'_{b,l}$ вычисляется по формуле

$$(21)$$

где $\phi_{b,2}$ – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

c – проекция наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента.

Значение $Q'_{b,l}$ должно быть не более $2,5 R'_{b,l} b h_0$, но и не менее $0,5 R'_{b,l} b h_0$

Значение расчетного сопротивления бетона растяжению $R'_{b,l}$ принимается для крайнего сжатого слоя бетона.

Значение $Q'_{sw,l}$ вычисляется по формуле

$$(22)$$

где $q'_{sw,l}$ – предельное значение усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

$$q_{sw,l}^{\circ} = \frac{R_{sw,l}^{\circ} A_{sw}}{s_w}, \quad (23)$$

где $R_{sw,l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление действию поперечной силы поперечной арматуры после нагрева и последующего ее охлаждения, вычисляемое по формуле (24)

A_{sw} – поперечное сечение поперечной арматуры, расположенной в одной плоскости;

s_w – шаг поперечной арматуры.

Если $q_{sw,l}^{\circ} < 0,25 R_{sw,l}^{\circ} b$, то поперечную арматуру в расчете не учитывают. Тогда принимают

$$Q_u = Q_{hl,l}^{\circ}. \quad (25)$$

Степень огневого воздействия при пожаре на строительные конструкции зависит от их материала, размеров, положения в пространстве, нагрузки, температуры и длительности воздействия пожара, средств тушения.

Место возникновения пожара, продолжительность горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, средства тушения должны отражаться в акте органов государственного пожарного надзора «Описание пожара». При отсутствии в акте «Описание пожара» необходимых данных или их недостаточности, температуру конструкции и время огневого воздействия можно ориентировочно определить по состоянию конструкции.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гроздов, В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб., 2004.
2. Гроздов, В.Т. Рекомендации по техническому обследованию и проведению мероприятий по усилению или замене несущих конструкций малоэтажных зданий повреждённых воздействием пожара / В.Т. Гроздов, Д.В. Курлапов, И.В. Поддубный. – СПб.: ВИТУ, 2008. – 74 с.
3. Ильин, Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979.

УДК 662.313+624.046.4+624.012.454

Лазовский А.Д.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПЛАТФОРМЕННОГО СТЫКА МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ

Введение. Платформенный стык является распространенным типом горизонтальных стыков и одним из самых ответственных узлов конструктивной системы здания. Плиты безопалубочного формования, благодаря большой несущей способности, большому пролету и значительно лучшему качеству, получили широкое распространение в практике строительства Республики Беларусь. Однако влияние возникающего приопорного изгибающего момента на перераспределение усилий в многопролетном перекрытии с использованием таких плит является малоисследованным направлением [1]. Правильная оценка работы узлов очень важна, так как с ростом нагрузки, в связи с неупругой работой узлов железобетонных конструкций, фактические внутренние усилия, возникающие в элементах конструкции, будут все больше отличаться от внутренних усилий, полученных в результате расчета конструкции по упругой схеме. В связи со значительным увеличением доли производства плит безопалубочного формования и возрастающей этажностью зданий с использованием плат-