

УДК 614.841.332

РАСЧЕТНАЯ ОЦЕНКА ОГНЕСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОСКИХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Кудряшов В.А.

В статье предложен подход к оценке пределов огнестойкости перекрытий по несущей способности методом предельного равновесия. Установлена зависимость предельного деформированного состояния элементов перекрытия. Сформулированы основные требования к конструированию огнестойких сборно-монолитных перекрытий.

(Поступила в редакцию 22 декабря 2008 г.)

Введение

Существующие расчетные методы определения пределов огнестойкости не позволяют адекватно оценить поведение железобетонных сборно-монолитных перекрытий в условиях стандартного огневого воздействия. Это потребовало проведения натурных и стандартных экспериментальных огневых исследований. Разработке подходов к теоретической оценке огнестойкости и предельного деформированного состояния указанных перекрытий на основе ранее выполненных опытов посвящена настоящая статья.

Расчетная оценка огнестойкости железобетонных плоских сборно-монолитных перекрытий

Сборно-монолитное перекрытие каркасных зданий серии Б1.020.1-7 (или ее развития «АРКОС») с применением многопустотных плит является составным элементом сборно-монолитного рамно-связевого каркаса многоэтажных зданий. Каркас представляет собой пространственную многократно статически неопределимую конструкцию, размещенную в объеме здания и воспринимающую все приложенные к зданию горизонтальные и вертикальные нагрузки. Результаты экспериментальных исследований указанных конструкций при нагреве под нагрузкой, проведенных автором совместно с к.т.н. Мордичем А.И. в составе группы специалистов НИИ ПБ и ЧС и БелНИИС, подробно представлены в работах [1–4]. Установлено, что предельные состояния по теплоизолирующей способности и целостности конструкции во всех испытанных образцах не были достигнуты, а предел огнестойкости исследуемого перекрытия в рамках опытных временных интервалов следует определять по времени достижения предельной несущей способности R . Несущая способность перекрытия при огневом воздействии определяется прочностью сечений несущих ригелей в середине их пролета и у граней колонн, а также комплексных поперечных сечений многопустотных плит в середине их пролета и по торцам плит вдоль боковых граней несущих ригелей, включающих сечения связевых ригелей и межплитных швов.

При огневых воздействиях сборно-монолитное перекрытие работает как перекрестно-балочная система, образованная в одном направлении группой многопустотных плит, объединенных по боковым сторонам армированными монолитными межплитными швами и опертых по торцам посредством бетонных шпонок на монолитные железобетонные несущие ригели. В другом направлении (поперек сборных плит и связевых ригелей) восприятие нагрузки обеспечивают несущие ригели, жестко защемленные в каждом пролете по концам в колоннах каркаса.

Пределы огнестойкости железобетонного сборно-монолитного плоского перекрытия со сборными многопустотными плитами и скрытыми в нем монолитными ригелями можно оценить для каждой его ячейки согласно методике предельного равновесия, являющейся основной в действующих технических нормативно-правовых актах [5–7].

При огневом воздействии сумма моментов в пролетном и опорных сечениях в течение огневого воздействия будет равна значению момента в середине пролета эквивалентного балочного элемента при его шарнирном опирании. При действии погонной нагрузки q на элемент пролетом l это можно определить по формуле:

$$M_{Rd}^{\Sigma} = M_{Rd}^{sp} + M_{Rd}^{supp} = M_{Sd} = \frac{ql^2}{8}, \quad (1)$$

где M_{Rd}^{Σ} – суммарная прочность сечений, Н·м;

M_{Rd}^{sp} – прочность пролетного сечения при изгибе, Н·м;

M_{Rd}^{supp} – прочность одного из опорных сечений при изгибе (либо среднее арифметическое прочности обоих опорных сечений), Н·м;

M_{Sd} – расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, Н·м.

При расчете для каждого значения времени оценку огнестойкости следует производить методом предельного равновесия итерационно для стандартного ряда значений огнестойкости по ГОСТ 30247.0. Для этого следует:

- 1) оценить температуру нагрева нижней растянутой арматуры в середине пролета, определить толщину бетона, прогретого до критической температуры в опорных сечениях;
- 2) установить расчетную прочность рабочей арматуры при нагреве введением коэффициента снижения прочности при пожаре $k_s(\theta)$;
- 3) определить высоту условной сжатой зоны в пролетном и опорном сечении из условия проекции усилий на продольную ось изгибаемого элемента;
- 4) определить прочность сечения каждого расчетного сечения при изгибе из условия их равновесия при действии приложенной нагрузки;
- 5) в частях пролета, где действует отрицательный изгибающий момент, в ходе прогрева конструкции уменьшать рабочую высоту сечения, исключая нижние слои бетона, нагретые выше критической температуры. Бетон, не нагретый до критической температуры, следует принимать с исходным сопротивлением сжатию. Нижнюю границу условной сжатой зоны необходимо располагать по изолинии критической температуры, а ее высоту в течение прогрева принимать постоянной величиной, так как верхняя растянутая арматура практически не снижает свою прочность;
- 6) по формуле (1) определить суммарную прочность расчетных (опорных и пролетных) сечений несущих ригелей и комплексных сечений. Значение времени, при котором удовлетворяется условие (1), соответствует пределу огнестойкости одного из рассматриваемых элементов – несущих ригелей или комплексных сечений плит.

Используя установленные выше расчетные предпосылки, был произведен расчет огнестойкости отдельных конструктивных элементов перекрытий испытанных фрагментов (таблица). При расчете учитывали совместное воздействие на перекрытие и его элементы полезной испытательной и постоянной нагрузки [1–3].

Таблица – Расчетные пределы огнестойкости по несущей способности элементов сборно-монолитных перекрытий опытных фрагментов [2–4]

	Продолжительность огневого воздействия, мин	Полная нагрузка, нес. риг. (кН/м)/по ячейке (кПа)	Предел огнестойкости несущего ригеля	Предел огнестойкости комплексных сечений плит, (нагрузка, кПа)
Перекрытия фрагментов каркасов				
I	50	32,53/7,83	R135	R38 (9,16)
II	70	32,96/7,96	R132	R96 (9,32)
III	120	33,06/7,96	R132	R123 (9,02)
IV	155	41,78/10,24	R154	R150 (12,59)
Плоские фрагменты перекрытия				
	100/105	–	–	R100 (8,71)

Таким образом, для расчета огнестойкости сборно-монолитного перекрытия следует принимать в каждой его ячейке отдельно сечения несущего ригеля и комплексные сечения, включающие многпустотные плиты и межплитные швы без учета связевых ригелей. Результаты расчета несущих ригелей следует умножать на коэффициент надежности, равный 0,9. Предел огнестойкости сборно-монолитной ячейки следует принимать по наименьшему полученному значению. Расчетный предел огнестойкости ячеек перекрытий опытных фрагментов I–IV составили, соответственно, R38, R96, R118, R139. Расчетный предел огнестойкости отдельного свободно опертого плоского фрагмента составил R100.

Для обеспечения требуемой огнестойкости конструкция перекрытий должна включать монолитные несущие и связевые ригели, объединенные в каждой ячейке в замкнутые в плоскости перекрытия рамы с размещенными в этих рамах многпустотными плитами. По контактам всех элементов перекрытия между собой и сохранения целостности конструкции перекрытия при огневом воздействии, связевые и несущие ригели в каждом пролете должны содержать по низу по всей их длине требуемое количество сквозной продольной арматуры, и стержни этой арматуры должны быть надежно заанкерены в колоннах. В монолитных несущих и связевых ригелях в связи с возможным развитием крутящих моментов при пожаре необходимо предусматривать замкнутое поперечное армирование.

Оценка предельного деформированного состояния элементов сборно-монолитных перекрытий по огнестойкости

Как показал анализ экспериментальных исследований, для элементов сборно-монолитных перекрытий предельные прогибы непостоянны по величине и не всегда соответствуют принятому единому значению по ГОСТ 30247.1, равному $1/20$ длины пролета. Изучение деформационных характеристик арматуры при нагреве показало [8–10], что предел текучести арматуры практически не зависит от температуры нагрева и может быть принят с постоянным значением, равным 2 %. Приняв гипотезу плоских сечений, кривизну в момент образования пластического шарнира можно определить как отношение суммы деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры к рабочей высоте сечения. Прогиб шарнирно опертой конструкции с учетом равномерно распределенной нагрузки при шарнирном опирании (коэффициент $s = 5/48$) в таком случае составит:

$$f = sl^2 \left(\frac{1}{r} \right) = 0,022 \frac{sl^2}{d} \approx \frac{l^2}{436d}. \quad (2)$$

Полученное значение примерно соответствует принятому в ISO 834-1:1999 [11].

На практике, в зависимости от характера армирования опорных сечений (в предположении упругой либо пластической работы сечений), защемленная конструкция перед разрушением может превратиться либо в статически определимый свободно опертый элемент, либо в пару консольно защемленных элементов с шарниром в пролете.

Результаты расчета предельных прогибов показали, что наиболее близкое соответствие их опытным значениям имеет место при рассмотрении несущих ригелей как полностью защемленного элемента, так и при образовании пластического шарнира в пролете. Для плитного настила наиболее близкими к опытным являются значения предельного прогиба в случае образования пластического шарнира в середине пролета.

Таким образом, основными параметрами, влияющими на предельный прогиб железобетонного изгибаемого элемента, является рабочая высота сечения и статическая схема конструкции. При этом для свободно опертых балочных железобетонных элементов значение предельного прогиба может значительно отличаться от нормативной величины ($1/20$ пролета), оно не зависит от продолжительности огневого воздействия. Для защемленной конструкции предельный прогиб не является постоянной величиной и зависит

от схемы его разрушения, от соотношения прочности опорных и пролетного сечений при нагреве. Предложенный подход к оценке предельного прогиба изгибаемых элементов для практической реализации может использоваться при экспериментальных исследованиях изгибаемых железобетонных элементов. Он также может быть принят для расчетов пределов огнестойкости железобетонных конструкций на основе деформационной модели по устанавливаемым нормами зависимостям « $\sigma - \epsilon$ ».

Заключение

На основе теоретического анализа огнестойкости плоских сборно-монолитных железобетонных перекрытий установлено:

1. Оценка предела огнестойкости перекрытий может быть выполнена на основе принятой перекрестно-балочной модели с учетом положений действующих технических нормативно-правовых актов. При этом предел огнестойкости перекрытия в целом определяется по наименьшему значению огнестойкости несущих ригелей или пустотного настила.

2. Расчет предела огнестойкости несущего ригеля необходимо производить как для защемленного балочного элемента с учетом передаваемой на него нагрузки, прочности пролетных и опорных сечений в пределах ширины сечения ригеля.

3. Расчет предела огнестойкости пустотного настила необходимо производить так же, как для квазицельного защемленного балочного элемента с учетом прочности пролетных и опорных сечений в пределах ширины комплексного сечения многопустотных плит и межплитных швов (между гранями связевых ригелей).

4. Разработан подход по оценке предельного деформированного состояния как свободно опертых, так и защемленных железобетонных изгибаемых элементов. Предложенный подход к оценке предельного прогиба изгибаемых элементов позволяет оценить степень повреждения конструкции при пожаре и может быть использован при экспериментальных исследованиях изгибаемых железобетонных элементов, а также для расчета пределов огнестойкости на основе деформационной модели.

5. Конструкция перекрытия для обеспечения расчетного предела огнестойкости должна включать монолитные несущие и связевые ригели, защемленные в колоннах и объединенные в каждой ячейке в замкнутые в плоскости перекрытия рамы с размещенными в этих рамах многопустотными плитами. Монолитные ригели должны содержать сквозную продольную арматуру, и должны быть выполнены требования по ее надежной анкеровке в бетоне по их концам в колоннах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кудряшов, В.А. О проведении натуральных огневых испытаний железобетонных каркасов серии Б1.020.1-7 / В.А. Кудряшов, А.С. Климович // Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация. – 2004. – № 6/16. – С. 65–70.
2. Кудряшов, В.А. Огнестойкость железобетонных каркасов зданий с плоскими сборно-монолитными перекрытиями, образованными многопустотными плитами / В.А. Кудряшов [и др.] // Строительная наука и техника. – 2006. – № 4/7. – С. 42–51.
3. Кудряшов, В.А. Экспериментальные испытания железобетонных сборно-монолитных плоских перекрытий, образованных многопустотными плитами для определения фактических пределов огнестойкости конструкций / В.А. Кудряшов [и др.] // Строительная наука и техника. – 2007. – № 4/13. – С. 43–50.
4. Кудряшов, В.А. Оценка огнестойкости сборно-монолитного перекрытия со сборными многопустотными плитами / В.А. Кудряшов // Строительная наука и техника. – 2008. – № 4/19. – С. 37–42.
5. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.

6. Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости: ТКП 45-2.02.-110-2008 (02250). – Введ. 12.06.2008. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2008. – 126 с.
7. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций: СТО 36554501-006-2006. – Введ. 01.11.2006. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2006. – 82 с.
8. Полева, И.И. Трансформация базовых диаграмм деформирования тяжелого бетона на гранитном заполнителе в условиях кратковременного высокотемпературного воздействия / И.И. Полева, В.А. Кудряшов, В.М. Кодеба // Вест. Командно-инженер. ин-та МЧС Респ. Беларусь. – 2008. – № 1(7). – С. 24–34.
9. Милованов, А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре / А.Ф. Милованов. – М.: Стройиздат, 1998. – 304 с.
10. Яковлев, А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / А.И. Яковлев. – М.: Стройиздат, 1988. – 143 с.
11. International Organization for Standardization. Fire-resistance tests. Elements of building construction. Part I. General requirements: ISO 834-1:1999(E). – Implemented 15.09.1999. – Geneva: ISO, 1999. – 25 p.