

*О.А. Стельмах, кандидат техн. наук, доцент, УГЗУ,
Л.В. Макаровская, ГУ МЧС Луганьской обл.*

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ТРЕБУЕМЫМ ПРЕДЕЛОМ ОГНЕСТОЙКОСТИ

(представлено доктором техн. наук Э.Е. Прохачем)

Рассмотрены вопросы Применения в зданиях монолитных стале-железобетонных конструкций, их конструктивные особенности и влияние конструктивного исполнения на предел огнестойкости.

Постановка проблемы. Механические свойства сталежелезобетонной плиты, подвергнутой огневому воздействию намного сложнее, чем поведение просто стальных балок или железобетонного перекрытия. Большая разновидность таких конструкций и разнообразное их конструктивное исполнение требует научно обоснованного подхода к вопросу обеспечения требуемых пределов огнестойкости.

Анализ последних достижений и публикаций. Основными проблемами при изготовлении сталежелезобетонных [1, 2, 7] конструкций является обеспечение адгезионных свойств бетона с гофрированным профилем и устройства анкеров, которые обеспечивают работу перекрытия и балок, в зависимости от усилий, действующих при нагрузке плиты. Также особенности соединения стальных балок с железобетонной конструкцией с помощью "усов-шпонок" [3, 10] во многом определяет конструктивные особенности таких конструкций. Монолитные сталежелезобетонные перекрытия являются сложной статически неопределимой системой, что в значительной степени усложняет проведение расчетов по первому предельному состоянию огнестойкости.

Проведенные исследования [1 - 5, 10, 11] подтвердили, что сталежелезобетонные изделия отличаются улучшенными пожарозащитными характеристиками по сравнению с обычными стальными элементами.

Постановка задачи и ее решение. При нормальных условиях эксплуатации прочность сталежелезобетонной плиты зависит не только от механических свойств двух её основных частей, которыми являются металлическая балка и железобетонная плита, но также и от способа соединения этих конструкций.

При нагреве таких статически неопределимых конструкций происходит перераспределение усилий в них, что в значительной мере влияет на расчетные показатели огнестойкости. Происходит значи-

тельная концентрация напряжений в местах соединения конструкций с несущими элементами каркаса. Низкая стоимость таких конструкций, быстрота монтажа, высокие эксплуатационные показатели, экономия материалов делают сталежелезобетонные конструкции очень востребованными.

Однако в настоящее время не исследованы в полной мере вопросы обеспечения требуемой степени огнестойкости зданий с конструкциями такого типа. Сложность конструктивной схемы и статическая неопределимость усложняют расчет таких конструкций.

В настоящее время являются актуальными вопросы разработки методики расчета огнестойкости конструкций такого типа и нормативных требований по применению конструкций в зданиях различной степени огнестойкости.

Наиболее распространенным вариантом является использование стали в железобетонных конструкциях. Благодаря особо надежной и прочной технологии соединения несущего металлического каркаса и бетонных перекрытий высокая несущая способность конструкций достигается даже при малых поперечных сечениях элементов и больших пролетах. Это качество позволяет в полной мере использовать все возможности в области пожарной защиты сооружения. Одним из методов повышения огнестойкости железобетонных конструкций является увеличение толщины защитного слоя бетона. Этот метод позволяет достичь желаемого эффекта, не затрагивая технологию соединения элементов. Узлы соединения элементов могут выполняться в различных вариантах, каждый из которых приемлем для конкретных условий строительства. Пожарная защита железобетонных конструкций может осуществляться двумя основными способами. Если используется традиционный способ, предусматривающий нанесение защитного бетонного слоя или специального огнестойкого покрытия плит, при увеличении температуры до критического уровня нагревается весь железобетонный элемент, включая его стальной каркас. По истечении определенного промежутка времени происходит нарушение работы металлического каркаса и как следствие - разрушение всего сооружения. Компьютерное моделирование [14, 15] поведения сталежелезобетонных конструкций, позволила получить наглядное представление о характере изменения температуры внутри элемента. Так при компьютерном моделировании поведения сталежелезобетонной конструкции четко видно разделение "холодных" и "горячих" областей. Металлические элементы каркаса практически по всей своей длине находились в области с наибольшей температурой нагрева, однако из-за особенностей соединения бетона и стали происходит перераспределение напряжения, что в значительной степени разгружает стальные балки и тем самым увеличивает время нагрева её до критических температур.

Если конструкции из железобетона, отличающиеся высокой степенью огнестойкости, наилучшим образом подходят для выполнения несущего каркаса сооружения, то для устройства перекрытий в общественных и промышленных зданиях более приемлемым вариантом являются легкие металлические элементы. Предел огнестойкости сталежелезобетонных перекрытий обычно находится в диапазоне от 20 до 30 минут, что является основным сдерживающим фактором применения таких конструкций, а также требуются дополнительные расходы на мероприятия противопожарной защиты.

Не допускается использовать стальной профилированный настил в качестве внешней арматуры железобетонной плиты при повышенной влажности и химической агрессии среды, а также при динамических воздействиях с коэффициентом асимметрии цикла $\rho < 0,7$.

В производственных многоэтажных каркасных зданиях из сборного железобетона, запроектированных на основе межотраслевой унификации, такие плиты применяют в комбинации со сборными железобетонными балками с внешней полосовой арматурой [8]. При сетке колонн 6 x 9 м (длина прогона или ригеля 9 м) и 6 x 6 м нагрузки на перекрытия могут составлять соответственно 15 и 25 кПа. Аналогично применение плит в перекрытиях этажей под технологическую аппаратуру в зданиях павильонного типа и на открытых площадках.

В административно-вспомогательных, производственных и общественных зданиях, запроектированных на основе использования унифицированных железобетонных элементов, применяемых в многоэтажных общественных зданиях с нагрузкой на перекрытия до 12,5 кПа, сетка колонн может быть увеличена до 9 x 12 м [8, 9]. Замена перекрытий из сборного железобетона экономически оправдана при отсутствии строительной базы, значительных транспортных расходах, в особых условиях строительства или труднодоступных пунктах.

Наиболее распространенный пролет для настилов в плитах перекрытий многоэтажных производственных зданий – 3 м. Здания обычно имеют не более 9 этажей, высота открытых промышленных этажей, предназначенных для размещения на них аппаратов, разного технологического оборудования и обслуживающих площадок, может достигать 100 м и более.

В рабочих площадках производственных зданий и открытых промышленных этажей, в транспортных галереях и перекрытиях перегрузочных станций монолитные перекрытия применяются, как правило, без ограничений [9]. В общем случае схемы балочных клеток в рабочих площадках определяются расположением оборудования (технологического, электрического, сантехнического и подъемно-транспортного) и встроенных помещений, а также материалом и конструкцией настила площадок (металлического - сплошного или ре-

шетчатого, железобетонного - сборного или монолитного, сталежелезобетонного или деревянного). Применение монолитной плиты, армированной профилированным настилом, позволяет упростить устройство отверстий и выбрать наиболее простые схемы балочных клеток. Монолитные перекрытия можно проектировать в зданиях с категорией производств А, Б, В при наличии спринклерных установок пожаротушения, а также при устройстве несгораемых подвесных потолков или огнезащитных покрытий поверхности СПН. В зданиях с категорией производств Г, Д, монолитные перекрытия по профилированному настилу допускается применять без устройства защиты и спринклерных установок.

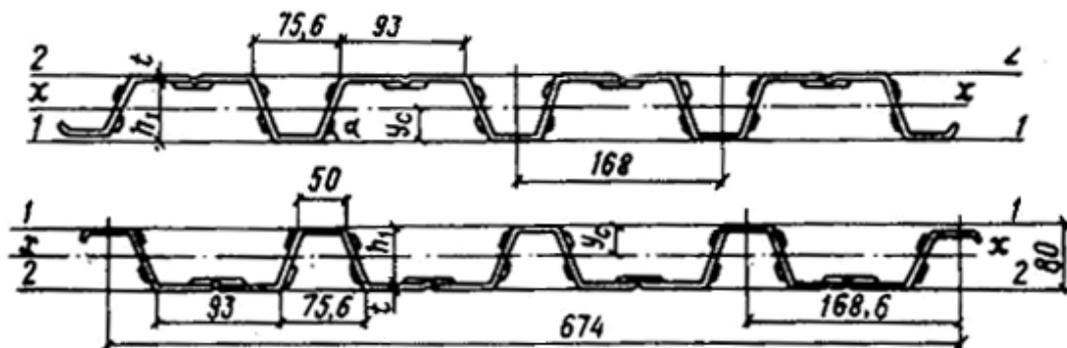


Рисунок 1 – Стальной профилированный настил, рекомендуемый для монолитных перекрытий

Перекрытие состоит из монолитной железобетонной плиты, бетонируемой по СПН, который, после набора бетоном заданной прочности, используется в качестве внешней арматуры. Плита может опираться на стальные или железобетонные прогоны, а также на кирпичные или бетонные стены (рис. 2).

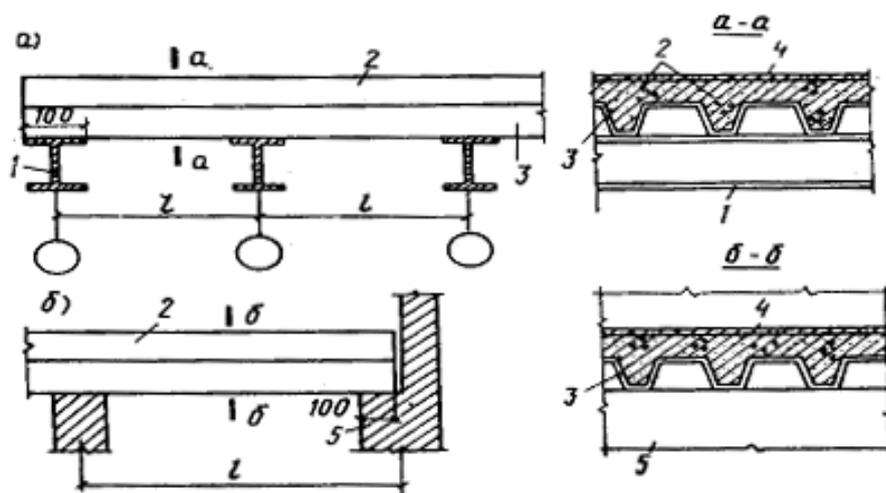


Рисунок 2 – Конструктивные схемы монолитного перекрытия по СПН: 1 - прогон; 2 - плита из монолитного бетона; 3 - стальной профилированный настил; 4 - арматурная сетка; 5 - стена (кирпичная или бетонная)

Плиту перекрытия можно проектировать по однопролетной или многопролетной неразрезной схеме.

Длина пролета плиты принимается в пределах 1,5-3 м. Допускаются большие пролеты при устройстве временных опор на период бетонирования и вызревания бетона.

Стальной профилированный настил, используемый в качестве арматуры плиты, должен иметь надежное сцепление с бетоном, что обеспечивается выштампованными при прокате рифами, образующими шпонки на его гранях, и специальными анкерными устройствами. В качестве анкерных устройств используются вертикальные стержневые анкеры из арматурной стали, привариваемые в процессе монтажа через лист настила к верхней полке стального прогона (рис. 3).

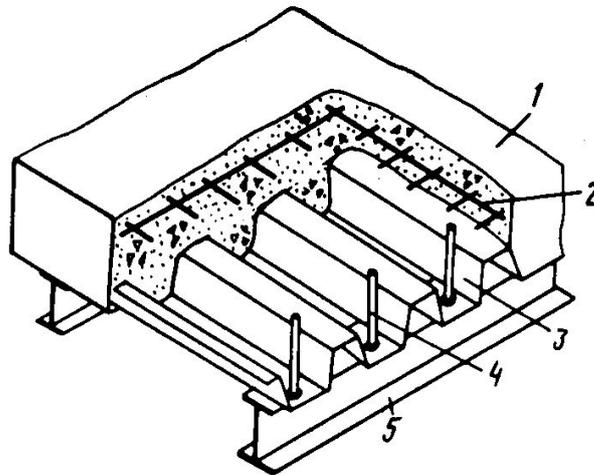


Рисунок 3 – Конструкция монолитного перекрытия по СПН с вертикальными стержневыми анкерами: 1 - монолитный бетон; 2 - арматурная сетка; 3 - стальной профилированный настил; 4 – вертикальный анкер; 5 – прогон

Одной из проблем при изготовлении железобетонной плиты с листовой гофрированной арматурой является обеспечение адгезионных свойств бетона с гофрированным профилем и устройства анкеров, которые обеспечивают работу перекрытия и балок, в зависимости от усилий, действующих при нагрузке плиты. Необходимость в таком соединении появляется непосредственно после того, как касательные напряжения на месте контакта "бетон-гофрированный профиль" превысят лимитные значения для адгезии ($\tau_{ext} > 0,05$ МПа). Далее анкер как элемент такого соединения воспринимает все виды усилий: растяжения, изгиба и разреза, которые передаются бетоном на элементы поверхности анкера ($N_{an,l}$, $N_{b,t}$) под действием сгибающих моментов ($M_{ext,p}$, $M_{ext,b}$) и сил разреза. Без устройства таких связей профилированный настил используется только как опалубка, а затраты стали на перекрытие возрастают в несколько раз (до 20-25 кг/м²). Но эта проблема решена – разработана новая конструкция

плиты, в основу которой положено стыковое соединение профилированного настила и балки, которое требует меньших затрат электроэнергии и, как следствие, меньшей затраты материалов на сварочное оборудование. В соединении лимитирована зона термического влияния сварочного шва, благодаря чему сохраняется защитный слой цинка за пределами анкера и уменьшается затрата материалов на крепежные и анкерные элементы. Эффективность этой технологии проверена в реальном строительстве.

Широкое применение таких конструкций, сдерживается из-за низкой огнестойкости (20 – 30 мин).

Увеличение предела огнестойкости конструкции можно достичь, применяя огнезащитные покрытия по профилированному настилу, но это очень трудоемко (увеличивает трудозатраты на возведение перекрытий почти в 2 раза) и дорого. Известно, что статически неопределимые конструкции обладают более высоким пределом огнестойкости, но для учета этого необходимо иметь экспериментальные данные о характере и величине перераспределения усилий в неразрезных сталебетонных конструкциях при огневом воздействии, о влиянии процента армирования пролетных и опорных сечений, а также зоны анкеровки надопорной арматуры на величину предела огнестойкости.

В условиях реального пожара происходит неодинаковая деформация всех балок перекрытия: одни прогреваются сильнее и деформируются больше, другие - наоборот.

Для зданий I степени огнестойкости предел огнестойкости перекрытий составляет 1 ч [10]. Предел огнестойкости перекрытий, включающих монолитные плиты, армированные профилированным настилом, зависит от толщины плиты, наличия в ней дополнительной стержневой арматуры, степени сцепления настила с бетоном и других факторов. Данные о пределах огнестойкости, полученные при испытаниях плит в Австрии, Нидерландах, ФРГ и Швейцарии [13] с высотой настила 38 мм без дополнительного армирования не обеспечивают требований огнестойкости для зданий I степени. Однако дополнительное армирование стержневой арматурой (диаметр 8 мм, шаг 150 мм), установленной с защитным слоем 20 мм, или же увеличение толщины плиты до 140 мм (высота настила 51 мм) обеспечивает необходимую огнестойкость.

На предел огнестойкости в значительной степени влияет сцепления настила с бетоном. В зависимости от увеличения толщины слоя бетона, уменьшения пролета, дополнительной арматурой, неподвижных опор предел огнестойкости может составлять от 40 до 120 минут.

Сравнение различных видов армированных настилов с трапециевидной формой гофра и рифами на боковых гранях, - тип 1 и с гофрами *Holorib* (ласточкин хвост) - тип 2 показали, что, отличаясь

лучшим сцеплением с бетоном, настил типа 2 во всех случаях обеспечивает требуемую огнестойкость, тогда как настилы типа 1 нуждаются в дополнительном армировании или увеличении высоты плиты до 140 – 150 мм.

При выполнении исследований предполагается использовать следующие новые идеи, факты и гипотезы. Применить и развить деформационную модель расчета прочности комплексных балок с использованием полных диаграмм состояния бетона, арматуры и стали прокатных профилей при высоких температурах. Развить разработанную методику определения прочности сечения элемента итерационным способом на случай композиционных сечений. Исследовать температурные поля в сечениях элементов с использованием нелинейных дифференциальных уравнений теплопроводности двух видов: учитывающих зависимости теплотехнических характеристик материалов от температуры, влажность бетона и ее испарение в теле конструкции. Определение напряженно-деформированного состояния проводить с учетом собственных температурных напряжений, с учетом дополнительных температурных усилий, влияющих на огнестойкость конструкций. Провести экспериментальные исследования работы статически неопределимых конструкций перекрытий при воздействии температуры и нагрузки.

Выводы. В данной работе рассмотрены основные проблемные вопросы применения сталежелезобетонных конструкций, а также обеспечения требуемого предела огнестойкости таких конструкций. Разработка методики расчета предела огнестойкости рассматриваемых конструкций перекрытий должна основываться на:

- Экспериментальных исследованиях поведения в условиях реального пожара;
- Численном анализе относительно возможного скольжения между сталью и бетоном в сталежелезобетонной плитой в условии пожара;
- Разработке простого метода вычисления, который будет включен в нормативные документы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аметов Ю.Г. Расчет прочности нормальных сечений сталебетонных изгибаемых конструкций // Будівельні конструкції.-К.: НАУКМА, 2001.-Вып.54.-С.70-75.
2. Аметов Ю.Г. Экспериментальные исследования прочности нормальных сечений сталебетонных изгибаемых конструкций // Будівельні конструкції.-К.: КМ Академия, 2002.-Вып.57.-С.3-7.
3. Голоднов К.А. Жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов реконструируемых зданий и сооружений // Вісн. Донбас. держ. академії будівництва і архітектури: Зб. наук. праць: Будівельні 192

конструкції, будівлі та споруди – Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. – Макіївка: ДонДАБА, 2005. – Вип. 2005-8 (56). – С. 65-69.

4. Фомин С. Л., Като Лоренс Албат Исследование работы сталежелезобетонных неразрезных балок при нагреве // Науковий вісник будівництва.-Вип. 38.-Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2006. - С.30-34.

5. Фомин С. Л., Като Лоренс Албат Экспериментальное исследование пластических шарниров в сталежелезобетонных неразрезных балках // Науковий вісник будівництва.-Вип. 40.-Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2007.-С.78-85.

6. Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Е. Бимбад, М.Г. Томильцев. – К.: Будівельник, 1991. – 152 с.: ил.

7. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. – М., 1987. –41 с.

8. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К. Будівельник, 1984. –86 с.

9. Применение оцинкованного гофрированного стального листа в качестве неизвлекаемой опалубки и листовой арматуры для перекрытий промышленных зданий / А. Филатов, И. Прохоров, В. Каблук, В. Белеев // Строительство металлургических и химических предприятий // ЦБТИ Минтяжстроя СССР. – М., 1979. - № 1, - С. 2-7.

10. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва ДБН В.1.1.7-2002. Держбуд України, Київ, 2003. – 41 с.

11. CEN, Eurocode 4 "Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1 : General Rules and Rules for Buildings", Eurocode 4, October 1992.

12. Б.Бартлеми, Ж. Крюппа. Огнестойкость строительных конструкций / Пер.с франц. М.В. Предтеченского; Под ред. В.В. Жукова. - М.: Стройиздат, 1985.-216с.

13. ZHAO W. and KRUPPA J. "Fire Resistance of Composite Slabs with Profiled Steel Sheeting and of Composite Steel Concrete Beams, Part 2: Composite beams", July 1995.

14. Рашид Ш. Работа сборно-монолитных железобетонных конструкций с применением пустотных блоков при воздействии климатической и пожарной среды: Дис...канд.техн.наук 05.23.01./ХГТУСА. – Харьков, 2006. – 269 с.

15. Като Л. А. Огнестойкость статически неопределимых сталежелезобетонных конструкций: Дис...канд.техн.наук 05.23.01./ХГТУСА. – Харьков, 2007. – 254 с.

nuczu.edu.ua

Статья поступила в редакцию 10.09.2008 г.