

ВОСПРИЯТИЕ ОСОБОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ В ЗДАНИЯХ СО СТАЛЬНЫМ КАРКАСОМ И ПЕРЕКРЫТИЕМ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

Надольский В.В., Конашков А.О.

Введение. Применение в качестве перекрытия сборных железобетонных плит в зданиях со стальным каркасом является популярным решением в странах Европы и получает распространение на территории республики. Это обусловлено скоростью возведения каркаса здания, экономии средств на опалубке, бетоне, металлоёмкости перекрытия (будь оно монолитное или из стального настила), и, следовательно, сокращение строительно-монтажных работ. Однако, при возникновении особой расчетной ситуации, как показывает практика, здания со сборным перекрытием получает значительные повреждение с возможным последующим непропорциональным обрушением его конструкций. Одной из причин такого обрушения может стать неверное конструирование узлов крепления жесткого диска со стальным каркасом при восприятии связевых цепных усилий в случае особого воздействия. Данная статья фокусируется на рассмотрении вопроса обеспечения связевого сопротивления перекрытия или покрытия из многопустотных железобетонных плит в зданиях со стальным каркасом.

При конструировании диска перекрытия из сборных железобетонных плит важно обеспечить передачу вертикальных и горизонтальных нагрузок на вертикальные элементы жесткости в расчетной особой ситуации. Иными словами необходимо обеспечить так называемый эффект горизонтальной диафрагмы. В зданиях со стальным каркасом и со сборным перекрытием эффект диафрагмы может быть достигнут следующим способом:

- путем обеспечения сопротивления на сдвиг (срез) бетонных межплитных швов
- путем непрерывного армирования набетонки;
- путем связи несущих элементов расположенных по контуру здания с элементами покрытия;
- путем связи сборных элементов покрытия и ядром здания.

Восприятие горизонтальных и вертикальных нагрузок, а также принципы по проектированию сборных перекрытий из плит пустотного настила без опалубочного формирования представлена в источнике [5].

В соответствии с ТКП EN 1991-1-7 [1] здание должно быть спроектировано на достаточную живучесть за счет приведенных в нем методик, в зависимости от присвоенного класса по последствию разрушения. Так, например, для зданий класса 2а требуется предусматривать устройство горизонтальных связей или эффективную анкеровку перекрытий в стенах [1]. Нормативный документ требует обеспечение горизонтальных связей по периметру междуэтажного перекрытия и в уровне покрытия в двух перпендикулярных направлениях для надежного связывания колонн и стен. Также связи должны быть непрерывными и проходить по осям колонн или стен или же в непосредственной близости к ним. В случае рамных каркасов в качестве горизонтальной связи можно считать стальные балки, раскрепляющие колонны в двух ортогональных направлениях. При особой расчетной ситуации они воспринимают и обеспечивают восприятие связевых растягивающих усилий T_i (для внутренней связи) и T_p (для связи по периметру):

$$T_i = 0,8(g_k + \psi q_k) s L, \text{ но не менее } 75 \text{ кН} \quad (1)$$

$$T_p = 0,4(g_k + \psi q_k) s L, \text{ но не менее } 75 \text{ кН} \quad (2)$$

где g_k – характеристическое значение постоянного воздействия;

q_k – характеристическое значение переменного воздействия;

s, L – шаг и пролет связи, соответственно;

ψ – коэффициент сочетания для воздействий в особых расчетных ситуациях .

С учетом того, что особое воздействие воспринимает на себя конструкция каркаса, в большинстве случаев крепление диска покрытия может быть обеспечено за счет трения по площадке контакта опирания сборной плиты с полкой или монтажным элементом стальной балки (рис. 1 и рис. 2). Расчетное значение силы трения определяется как:

$$F_{тр} = \mu(1,35G_k + 1,5Q_k) \quad (3)$$

где G_k – постоянная нагрузка от собственного веса покрытия и конструкции пола или покрытия

Q_k – переменная нагрузка на конструкцию покрытия

μ – коэффициент трения принимаемый равным 0,5 согласно п. 6.2.5 [2]

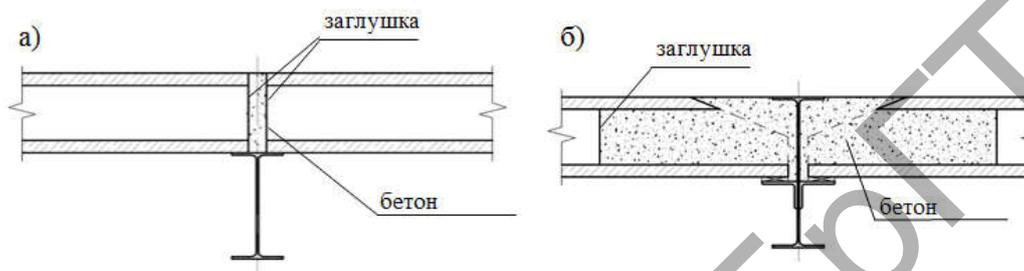


Рисунок 1 – Узел опирания сборной железобетонной плиты на средний ригель:
а) на верхний пояс стального ригеля; б) на монтажный элемент в виде стального уголка, присоединенного к стенке ригеля

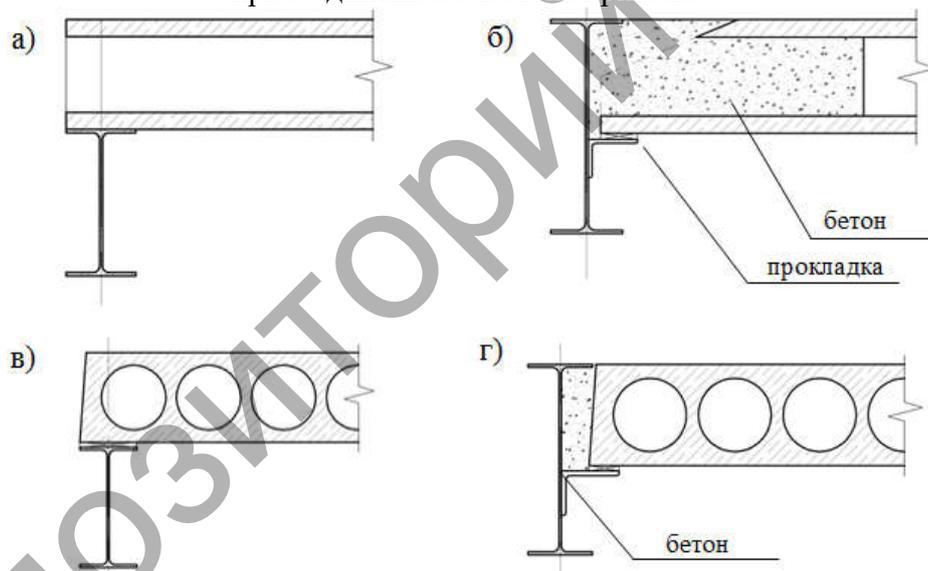


Рисунок 2 – Узел опирания сборной железобетонной плиты на крайний ригель:
а), в) на верхний пояс стального ригеля; б), г) на монтажный элемент в виде стального уголка, присоединенного к стенке ригеля

Однако применение такого типа крепления возможно только при обеспечении сопротивления продольных швов между плитами на срез в перпендикулярном направлении их плоскости. Также необходимо учитывать возможные деформации конструкций каркаса от перепадов температуры окружающей среды и кривизну сборных плит. Так, например, в случае использования преднапряженных плит выпуклость их плоскости мешает надлежащему контакту с конструкцией стального каркаса и с ниже расположенными стенами (если таковые имеются) в параллельном направлении пролета плиты. В таком случае обеспечение необходимого трения осуществляется за счет замоноличивания площадок контакта раствором. Также, для увеличения сил трения между поверхностью контакта плит перекрытия и стального каркаса можно использовать прокладки, податливость которых в целом не влияет на работу каркаса, и имеющие больший коэффициент трения, например прокладка из неопрена.

При проектировании зданий класса 1 и 2а стоит обратить внимание на вероятность особого воздействия от внутреннего взрыва. Если по технологии в здании не предусматривается легко сбрасываемых конструкций, то в случае такого воздействия, возможно, что перекрытия или покрытие будут выбиты.

Поскольку давление от взрыва всенаправленно, необходимо принять меры, чтобы предотвратить возможность поднятия плит с последующим их повреждением. Согласно [10] покрытие должно выдерживать чистую восходящую нагрузку от взрыва следующего значения:

$$F = 1,0 G_k + 0,5 Q_k \quad (4)$$

Также конструктивно допускается, чтобы элементы покрытия были связаны между собой над опорой или непосредственно с самой опорой. Обычно это достигается замоноличиванием в местах стыков плит с дополнительной армирующей сеткой.

В случае рамно-связевого каркаса в соответствии с [1] элементы сборного перекрытия допускаются использовать в качестве горизонтальных связей. При этом необходимо учитывать, что они будут работать в качестве горизонтальной связи только в продольном направлении их пролета. В поперечном направлении в качестве горизонтальной связи будут выступать стальные ригели, на которые опираются плиты. Сборные плиты и их крепление к опорам должны обеспечивать требуемое растягивающее связевое усилие, а также сопротивление срезу вдоль продольного шва в вертикальной и горизонтальной их плоскости. Если требуемое закрепление не обеспечивается за счет сил трения, возможно применение методик для класса 2b. Расчет и методы обеспечения сопротивлению среза продольного шва представлены в [5].

Требования по живучести для зданий класса 1 и 2а отличаются от требований для зданий класса 2b и 3. Основным и наиболее распространенным подходом для зданий со стальным каркасом более высоких классов по последствию разрушения является обеспечение конструктивной целостности с помощью горизонтальных и вертикальных связевых элементов рамы. Рекомендуется, чтобы горизонтальные связи были распределены по всей ширине покрытия. Такое решение основывается на предположении, что сборные конструкции придадут дополнительную живучесть зданию за счет распределения нагрузки через схему обеспечения горизонтальных связей. Отсюда следует, что сборные элементы покрытия должны быть эффективно закреплены в направлении их пролета с конструкцией каркаса.

Варианты закрепления сборных плит с балками, а также рекомендации по конструированию представлено на рисунке 3.

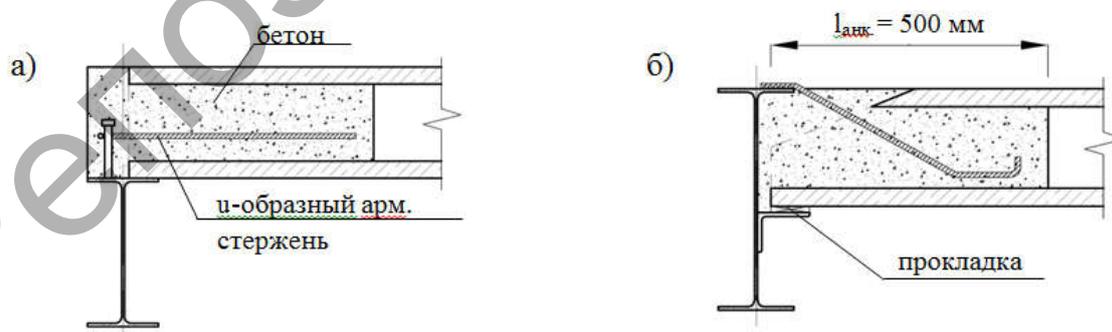


Рисунок 3 – Закрепление сборной железобетонной плиты со стальным ригелем
 а) через u-образные стержни (не менее 2-х) с заведением их в пустоту на глубину 500 мм;
 б) через стержни, приваренные к поясу ригеля.

Согласно [1] для зданий класса 2b кроме обеспечения устройства вертикальных и горизонтальных связей альтернативно можно выполнить проверку на степень локального повре-

ждения путем удаления колонны или балки, поддерживающей колонну. В соответствии с [1] при удалении элементов конструкции локальное повреждение покрытия не должно превышать более 100 м^2 или 15% от площади каждого из перекрытий двух смежных этажей.

При внезапном отказе колонны здания последующая реакция на конструкцию будет иметь динамический характер, что приведет к большим деформациям перекрытия. Взаимодействие сборных элементов перекрытия и стальных элементов горизонтальных связей будет зависеть от соединения и ориентации плит по отношению к удаленной колонне. В отличие от сталебетонного или монолитного перекрытия деформация будет в основном концентрироваться между балками и сборными плитами, при условии, что остальная вертикальная нагрузка распределится на соседние колонны. Горизонтальные связи, образованные сборными плитами, по принципу цепного воздействия будут воспринимать опорную реакцию от балок удаленной колонны.

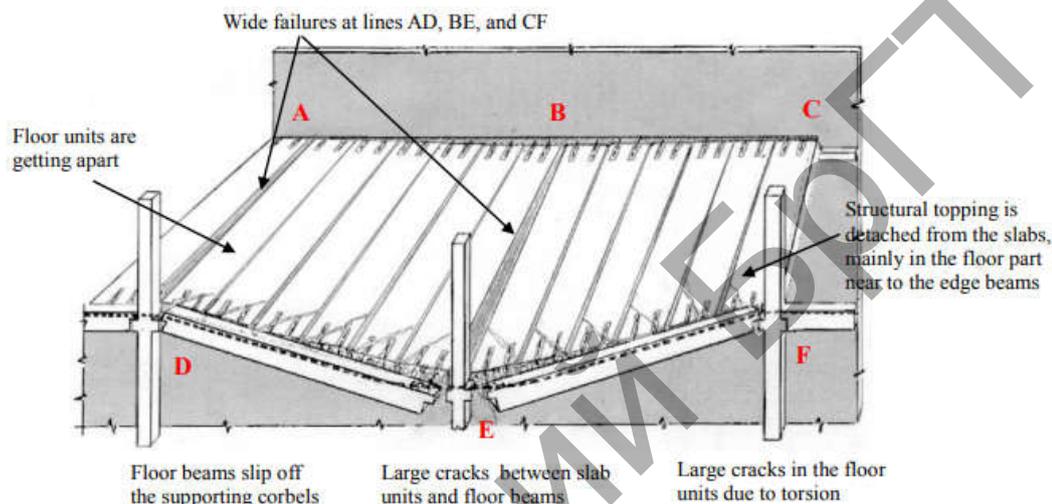


Рисунок 4 – Возможное поведение конструкций в случае отказа средней колонны крайнего ряда конструкции [10]

Возможный сценарий поведения конструкций при удалении средней колонны расположенной по периметру здания представлен на рисунке 4 [10]. При конструировании узла сопряжения плит и стальной балки необходимо учитывать следующие факторы:

- величина деформация опор D-E-F будет на много больше величины деформации противоположной опоры A-B-C. Впоследствии, между плитами образуются разрывы по продольному шву, а сами плиты подвергаются кручению в результате не плоскостности опорных балок. Продольным швам по линиям AD, BE, CF характерно наибольшее раскрытие трещин по сравнению с другими швами. Таким образом, в первую очередь необходимо обеспечить связывание плит в поперечном направлении продольного шва, расположенного по линии колонн или в непосредственной близости к ним.

- величина деформации по линии BE будет на много больше деформации по линии линиям AD или CF, если предполагать, что узел E не сместится внутрь здания. Однако это может произойти, если все вышележащие этажи будут деформироваться в одинаковом направлении. Поэтому, чтобы плиты не соскользнули с опорных балок, необходимо их закрепить посредством соединительных арматурных стержней к балке.

- дополнительная набетонка вероятнее всего будет оторвана от пола в непосредственной близости линии D-E-F, если она эффективно не связана с закладными элементами сборного перекрытия. Также, в продольном направлении стыка BE набетонка не будет обеспечивать связевое (цепное) воздействие из-за образовавшегося зазора в продольном шве плит.

- также стоит уделить особое внимание сопряжению стальных балок с колоннами. Вследствие наиболее неблагоприятного сценария полная вертикальная нагрузка воспринимается близкорасположенными связевыми элементами каркаса, а с учетом цепного воздействия основную нагрузку горизонтальных связей будут воспринимать на себя узлы сопряжения опорной балки с колонной.

Заключение. Использование сборных железобетонных плит в качестве перекрытия/покрытия для зданий со стальным каркасом экономически выгодно по ряду причин, однако для обеспечения живучести в особой расчетной ситуации необходимо учитывать дополнительные условия конструирования и расчета таких видов конструкций. В статье сделан акцент на освещение основных принципов конструирования и расчета конструкций горизонтального диска в зданиях со стальным каркасом и со сборным железобетонным перекрытием для расчетных особых ситуаций.

Список источников

1. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. – Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия: ТКП EN 1991-1-7-2009 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.
3. Государственный стандарт Республики Беларусь. Изделия железобетонные сборные. Плиты многпустотные: СТБ EN 1168-2012 – Минск: Госстандарт, 2013
4. Технический кодекс установившейся практики. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008 – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008.
5. Тур В.В. Проектирование сборных перекрытий из плит пустотного настила безопалубочного формирования в свете требования зарубежных норм / В.В. Тур, Т.М. Пецольт, А.В. Щербач // Строительная наука и техника, – 2010 – №1(2) – С. 15 – 24.
6. SCI P391. Structural robustness of steel framed buildings // SCI: Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK, 2011 – 132 с.
7. SCI P351. Precast concrete floors in steel framed buildings // A.G.J. Way, T.C. Cosgrove, M.E. Brettell: Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK – 132с.
8. SCI P287 Design of composite beams using precast concrete slabs // S.J. Hicks, R.M. Lawson: Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK, – 101 с.
9. ISE. Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings // ISE: UK, 2010 – 80 с.
10. Van Acker, A. Design of precast concrete structures with regard to accidental loading / A. Van Acker // Belgium: fib – P. 1-11.