

УДК 624.012

Виктор Владимирович ТУР,
доктор технических наук,
профессор,
заведующий кафедрой
"Технология бетона
и строительные материалы"
Брестского государственного
технического университета

Тимофей Максимович ПЕЦОЛЬД,
доктор технических наук,
профессор кафедры
"Железобетонные
и каменные конструкции"
Белорусского национального
технического университета

Александр Валерьевич ЩЕРБАЧ,
кандидат технических наук,
доцент кафедры
"Технология бетона
и строительные материалы"
Брестского государственного
технического университета

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ИЗ ПЛИТ ПУСТОТНОГО НАСТИЛА БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ В СВЕТЕ ТРЕБОВАНИЙ ЗАРУБЕЖНЫХ НОРМ

DESIGN OF HOLLOW CORE FLOOR SLABS IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF FOREIGN BUILDING CODES

В статье приведены базовые положения, относящиеся к проектированию перекрытий из сборных плит безопалубочного формования в соответствии с требованиями EN 1168 и ACI 318. Рассмотрены принципы проектирования горизонтальной диафрагмы (диска перекрытия) с использованием вышеупомянутых плит. Подробно описаны мероприятия по обеспечению совместной работы элементов горизонтального диска перекрытия при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

This article presents the basic regulations for design of hollow core floor slabs in accordance with the requirements of EN 1168 and ACI 318. The principles of designing a horizontal diaphragm (floor disc), using the hollow core slabs, were introduced. The detailed measures were described on providing the joint action of the elements of the horizontal floor disc under vertical and horizontal loads.

ВВЕДЕНИЕ

Традиционное назначение многопустотных плит перекрытия — воспринимать вертикальные нагрузки и передавать их на вертикальные несущие элементы. Достижение наибольшего эффекта от применения этих плит заключается не только в восприятии вертикальных нагрузок, но и в обеспечении диафрагменного эффекта (создание диска перекрытия) с целью восприятия горизонтальных нагрузок. В качестве горизонтальных нагрузок, воспринимаемых сборным диском, следует упомянуть ветровую, сейсмическую и горизонтальное давление грунта. Основная функция перекрытия в качестве горизонтальной диафрагмы жесткости заключается в восприятии перечисленных нагрузок и передаче их на фундамент.

Проектирование диска перекрытия из многопустотных плит безопалубочного формования заключается в создании узлов, обеспечивающих передачу вертикальных и горизонтальных нагрузок на горизонтальную диафрагму, обеспечении прочности и пластичности самой диафрагмы, достаточной для того, чтобы передать не только вертикальные, но и горизонтальные нагрузки на элементы, предназначенные для восприятия последних, и в создании узлов, благодаря которым горизонтальные нагрузки могут быть переданы с горизонтальной диафрагмы на вертикальные элементы жесткости.

Для достижения поставленной цели должна быть обеспечена продуктивная связь между проектировщиком и производителем многопустотных плит безопалубочного формования. Впрочем, только проектировщик может грамотно оценить все факторы, влияющие на обеспечение полноценного восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок перекрытием.

В Республике Беларусь налажено производство пустотных плит безопалубочного формования на длинных стандах. Следует отметить, что это, в основном, линии зарубежного производства, использующее механическое натяжение арматуры (канатов или проволоки) и технологии формирования изделий с использованием так называемых слипформеров или экструдеров. Особенностью применяемых технологий является то, что в качестве основного армирования плит пустотного настила применяются исключительно напрягающие элементы (канаты и проволоки). При этом технология не допускает установки в плитах поперечной арматуры в тонких стенках, сеток в полках, строповочных приспособлений, закладных деталей.

Безусловно, конструктивно-технологические особенности таких изделий, отличающихся от пустотных плит, изготавливаемых по агрегатно-поточной технологии, вызывают дополнительные требования по их применению при проектировании сборных перекрытий.

Следует отметить, что в национальной технической литературе вопросы проектирования перекрытий из плит безопалубочного формования представлены в виде практических указаний в [1]. Вместе с тем в международной практике проектирование сборных дисков из пустотных плит выполняется с использованием нормативных документов, распространяющихся непосредственно на плиты безопалубочного формования. В частности эти требования содержатся в EN 1168 [2] и ACI 318R [3, 4].

В настоящей статье рассмотрены особенности проектирования сборных перекрытий из плит безопалубочного формования в соответствии с требованиями EN 1168 [2] и ACI 318R [3, 4]. Представленные материалы,

по мнению авторов, будут полезны при практическом проектировании строительных объектов с точки зрения эффективного применения плит безопалубочного формирования и позволят ответить на некоторые из вопросов, задаваемых инженерами-проектировщиками и производителями изделий.

1 ВОСПРИЯТИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК СБОРНЫМ ДИСКОМ ПЕРЕКРЫТИЯ. ДИАФРАГМЕННЫЙ ЭФФЕКТ

1.1 Нагрузки, действующие на горизонтальную диафрагму

Горизонтальные нагрузки, воспринимаемые многопустотной диафрагмой (диск перекрытия), как уже упоминалось ранее, могут включать в себя горизонтальное давление грунта, ветровую и сейсмическую нагрузки. Горизонтальное давление грунта может быть установлено с учетом его характеристик. Ветровые и сейсмические нагрузки следует определять в соответствии с требованиями действующих норм. Горизонтальное давление грунта и ветровая нагрузка являются силами, приложенными непосредственно к конструкции. Усилия в конструкции, возникающие в результате сейсмических воздействий, рассматриваются как внутренние усилия, возникающие в системе в результате горизонтальных перемещений грунтового основания. В то время как горизонтальное давление грунта и ветровая нагрузка могут смело рассматриваться как статические нагрузки, сейсмические нагрузки, бесспорно, необходимо рассматривать как динамические.

В дальнейшем представленная в данной статье информация будет касаться, в основном, усилий, возникающих в системе от действия ветровых и сейсмических нагрузок. Это не означает, что мы пренебрегаем усилиями, возникающими в системе от действия горизонтального давления грунта. Обычно эти усилия имеют существенное значение при проектировании многопустотных диафрагм. Основные принципы проектирования горизонтальных диафрагм, изложенные в данной статье, могут быть успешно применены при расчетах конструкций на действие горизонтального давления от грунта.

1.2 Распределение горизонтальных усилий в диафрагме

После того как установлены нагрузки, действующие на горизонтальную диафрагму, следующая задача, которую необходимо решить, — это уточнение способа распределения горизонтальных усилий в рассматриваемых элементах диафрагмы, взаимодействие диска с конструктивными элементами, воспринимающими и передающими эти усилия на фундамент.

В процессе расчета железобетонные диафрагмы рассматриваются как жесткие элементы по сравнению с другими элементами, воспринимающими горизонтальные нагрузки. В зависимости от типа и величины горизонтального усилия многопустотная диафрагма может рассматриваться и как гибкая. Расчет гибких диафрагм оказывается существенно более сложным, чем жестких, и должен выполняться с учетом поведения всей системы в целом при различных типах воздействий.

Для большинства зданий малой и средней этажности, расположенных в зонах низкой сейсмичности, учет в расчете горизонтальной диафрагмы в качестве жесткого элемента является вполне приемлемым.

Принципиальное отличие в поведении под нагрузкой жесткой и гибкой диафрагм проиллюстрировано на рис. 1.

Гибкая диафрагма (см. рис. 1а) под действием равномерно распределенной нагрузки ведет себя как неразрезная балка. Распределение поперечных сил и изгибающих моментов в диафрагме существенным образом зависит от ее геометрических размеров. На рис. 1б приведено распределение усилий в жесткой диафрагме при действии того же типа нагрузки. При этом деформации одной и другой диафрагмы одинаковы. Величины и распределение поперечных сил и изгибающих моментов в диафрагме зависят, в данном случае, от жесткости опор. Разница между распределением усилий в рассмотренных случаях очевидна. Фактическое поведение горизонтальной диафрагмы будет стремиться к одному или другому вышеописанному идеализированному случаю в зависимости от изгибной жесткости диафрагмы.

Применение гибких диафрагм в зданиях, расположенных в зонах повышенной сейсмичности, является аспектом, подвергшимся детальному исследованию в мировой практике. Норма UBC Code требует учета гибкости горизонтальной диафрагмы в процессе расчета последней.

1.3 Элементы диафрагмы

На рис. 2 приведены различные конструктивные элементы, являющиеся неотъемлемыми частями горизонтальной диафрагмы. Для описания конструкции диафрагмы как конструктивного элемента здания авторами использованы следующие термины:

— окаймляющий элемент — элемент, проходящий по периметру диафрагмы или по периметру отверстий в диафрагме и объединяющий диафрагму в единое целое. Может выполнять функцию обвязочного бруса и диафрагменного подкоса;

— обвязочный брус — растянутый или сжатый элемент, представляющий собой выступ из плоскости диафрагмы и обеспечивающий равномерное распределение изгибающих моментов по плоскости диафрагмы;

— диафрагменный подкос — элемент, передающий горизонтальные усилия на вертикальные элементы жесткости и перераспределяющий поперечные усилия по большей части длины диафрагмы;

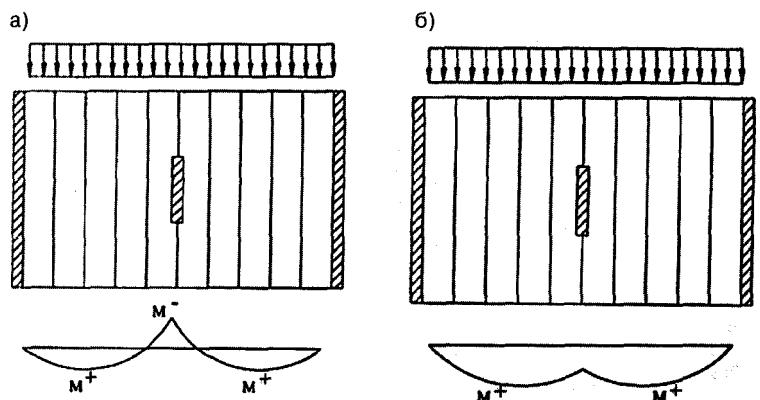


Рис. 1. Изгибающие моменты, возникающие в горизонтальных диафрагмах под действием нагрузки [4]:
а — гибкая диафрагма на жестких опорах;
б — жесткая диафрагма на податливых опорах

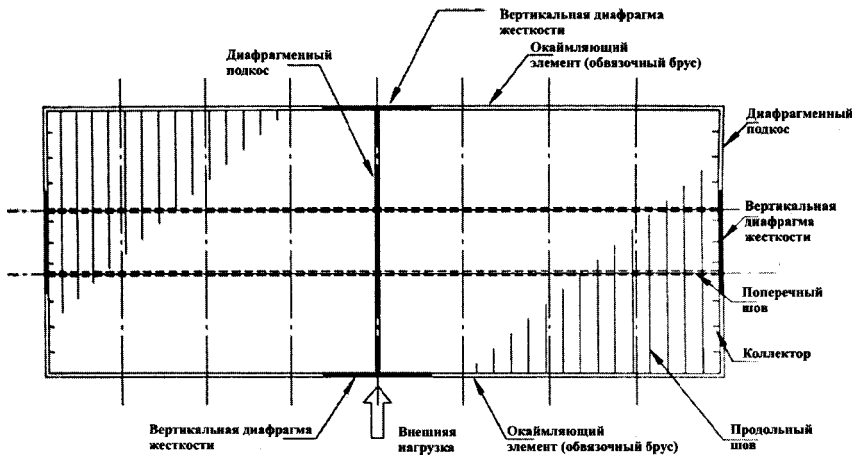


Рис. 2. Конструктивные элементы горизонтальной диафрагмы [3]

— коллектор — конструктивный элемент, передающий поперечные усилия с горизонтальной диафрагмы (например) на вертикальную;

— продольный шов — узел соединения пустотных плит горизонтальной диафрагмы, параллельный пролету плиты;

— поперечный шов — узел соединения плит горизонтальной диафрагмы, перпендикулярный пролету плиты.

Для обеспечения совместной работы всех элементов диафрагмы последняя должна иметь окаймляющий элемент. Окаймляющий элемент является базовым в обеспечении прочности диафрагмы, достаточной для эффективной передачи горизонтальных усилий на конструктивные элементы, предназначенные для их восприятия. Если окаймляющий элемент выступает в качестве обвязочного бруса, то размещение продольной арматуры в его растянутой зоне обеспечивает работу диафрагмы по принципу высокой балки или арки с затяжкой. Кроме этого, достигается увеличение прочности продольных узлов соединения плит в восприятии сдвигающего усилия.

Применение коллекторов обязательно в любой горизонтальной диафрагме с целью обеспечения эффективной передачи горизонтальных усилий на вертикальные элементы. К тому же, такие соединительные элементы являются необходимыми для обеспечения совместной работы всех конструктивных элементов здания, обеспечивая наличие четкого пути передачи горизонтальных усилий с дисков перекрытий и покрытия на фундаменты.

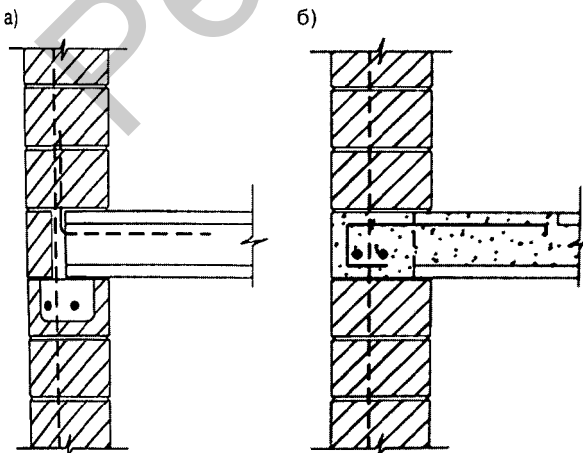


Рис. 3. Конструктивные решения опирания горизонтальной диафрагмы на несущую стену [3]

Диафрагменные подкосы включают в работу большую часть длины диафрагмы по восприятию и передаче поперечных сил на вертикальные элементы жесткости здания. Диафрагменный подкос, расположенный параллельно направлению приложения нагрузки, подвержен осевому сжатию или растяжению, воспринимает нагрузку с горизонтальной диафрагмы и передает ее на вертикальный элемент жесткости здания. Диафрагменные подкосы не являются необходимым конструктивным элементом для обеспечения совместной работы всех элементов в том случае, если диафрагма непосредственно соединена с вертикальными элементами жесткости.

В этом случае диафрагменные подкосы только перераспределяют поперечные силы, возникающие в горизонтальной диафрагме.

На рис. 3 в качестве примера приведены два традиционных конструктивных решения опирания горизонтальной диафрагмы, сформированной из многопустотных плит безопалубочного формования, на несущую стену, применяемые в американской практике.

В первом случае (см. рис. 3а) окаймляющая продольная арматура расположена в связывающей балке, которая, в свою очередь, располагается непосредственно в кладке несущей стены, а арматура коллектора располагается в шпоночном шве между плитами. Во втором случае армированный окаймляющий элемент представляет собой железобетонный пояс, монолитно соединенный с многопустотными плитами путем заполнения бетоном пустот последних у торцов. В этом случае арматура коллектора располагается аналогично предыдущему конструктивному решению — в шпоночных швах между плитами. Отличие приведенных конструктивных решений заключается в том, что в первом случае окаймляющее армирование расположено с эксцентриситетом по отношению к диафрагме, а во втором — в уровне перекрытия. Второй тип конструктивного решения окаймления диафрагмы является более эффективным и его рекомендуется применять в зонах повышенной сейсмической активности.

1.4 Общие требования к проектированию узлов соединения плит пустотного настила в составе конструктивной системы

Узлы соединения, выполняемые для обеспечения совместной работы отдельных плит пустотного настила в диске перекрытия, следует проектировать:

а) для обеспечения надлежащего опирания плит пустотного настила на опорах и поддерживающих элементах конструктивной системы;

б) для передачи растягивающих усилий на стабилизирующие системы (например, вертикальные элементы жесткости);

в) для восприятия сдвиговых (перерезывающих) усилий в продольных и поперечных швах по контуру плит;

г) для предотвращения поперечных смещений и относительных перемещений элементов как в продольном, так и поперечном направлениях и образования в швах трещин с некоторой глубиной шириной раскрытия;

НАВУКОВАЯ БІБЛІЯТЭКА
Беларускага нацыянальнага
тэхнічнага ўніверсітэта
інв. №

д) для восприятия вынужденных усилий, вызванных усадкой, ползучестью, температурными изменениями, неравномерными осадками.

Для ограничения непропорциональных разрушений, вызванных особыми воздействиями, предотвращения развития прогрессирующего обрушения рекомендуется устанавливать интегрированную систему горизонтальных и вертикальных связей в соответствии с требованиями [2].

1.5 Проектирование элементов горизонтальной диафрагмы

Сборные плиты пустотного настила, объединенные в диск, способны создавать в раскрепленных вертикальных системах горизонтальную диафрагму, воспринимающую горизонтальные усилия, если в соответствии с [2] выполнены следующие требования:

1) сдвиговые усилия (перерезывающие силы), действующие на горизонтальную диафрагму, должны быть восприняты либо швами, параллельными направлению усилий, либо специальными элементами, воспринимающими сдвиговые усилия, в том числе и передающими на стабилизирующие вертикальные элементы жесткости, и располагаемыми вдоль перпендикулярных (поперечных) швов или по контуру элементов горизонтальной диафрагмы;

2) расчет горизонтальных сдвиговых усилий в продольных швах должен базироваться на теории расчета высоких балок в соответствии с указаниями нормативных документов, например [5].

1.5.1 К расчету прочности продольных швов

Сопrotивление сдвигу продольных швов в плоскости стыка следует проверять в соответствии с указаниями, приведенными в нормах проектирования [5, 6]. В тех случаях, когда сдвигающее усилие, действующее в плоскости шва, превышает расчетное сопротивление сдвигу, рассчитанное по нормам [5, 6], рекомендуется выполнить следующие действия:

— учесть в расчете прочности на сдвиг продольного шва влияние окаймляющих балок (в том числе и поперечных швов);

— применить специальные соединительные детали (коннекторы), предназначенные для восприятия сдвиговых усилий.

Требуемая площадь арматуры, располагаемой в поперечных швах по контуру плит (рис. 4), может быть рассчитана по формуле

$$A_{vf} = \frac{V_{Ed,j}}{f_{yd} \cdot \mu}, \quad (1)$$

где $V_{Ed,j}$ — приложенная к шву поперечная сила;

$\mu = 1,0$ — при расчете на сдвиг параллельно продольным швам;

$\mu = 1,4$ — при расчете на сдвиг параллельно поперечным швам с учетом того, что бетон может попадать в пустоты у торцов плит;

f_{yd} — расчетное сопротивление арматуры, МПа.

Схема расположения арматуры, рассчитанной по формуле (1), в поперечных швах по контуру плит показана на рис. 4.

Конструктивное решение соединительных швов между плитами пустотного настила, приведенное на

рис. 4, считается наиболее экономичным. Кроме вышеописанного решения известно несколько подходов в обеспечении прочности шва между плитами. На рис. 5 представлен пример, согласно ACI 318 [3], такого конструктивного решения: приведено решение продольного узла с размещением соединительной анкерной арматуры поперек шва. При этом концы стержней заведены в пустоты смежных плит. К этому конструктивному решению рекомендуется прибегать в случае, если не удастся разместить требуемое количество арматуры в поперечных соединительных узлах.

В тех местах перекрытия, где горизонтальная диафрагма передает сдвиговые усилия на вертикальные жесткостные элементы, окаймляющие элементы или диафрагменные подкосы, возникают условия, подобные действующим, в продольном шве между плитами. На рис. 6 приведены конструктивные решения узлов коллектора, в которых рабочая арматура размещена таким образом, чтобы предотвратить потенциально возможный путь разрушения конструкции.

Коллекторы выполняют роль связевых элементов, передающих усилия на диафрагму и с диафрагмы на окаймляющие элементы, диафрагменные подкосы и вертикальные элементы жесткости.

В соответствии с требованиями [2] соединения диска перекрытия со стабилизирующей системой (коллекторы) следует проектировать на передачу растягивающих усилий вдоль поверхности шва. Если необходимо, соединения должны быть обеспечены поперечными связевыми стержнями или хомутами, которые следует распределять с шагом, не превышающим 4,8 м. Арматурные элементы в виде замкнутых хомутов должны располагаться преимущественно в надрезах, выполняемых в плитах. При этом размеры надрезов должны быть, по возможности, минимальными.

Следует подчеркнуть, что вертикальные элементы жесткости обладают очень высокой изгибной жесткостью по сравнению с горизонтальной диафрагмой. Поэтому коллектор — элемент, соединяющий диафрагму

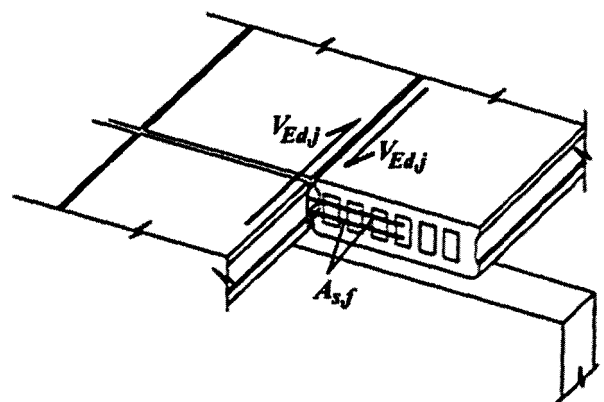


Рис. 4. Расположение арматуры в швах между плитами пустотного настила [3]

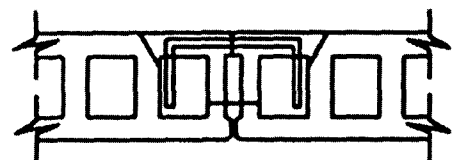


Рис. 5. Конструктивное решение обеспечения прочности соединительного шва между плитами пустотного настила [3]

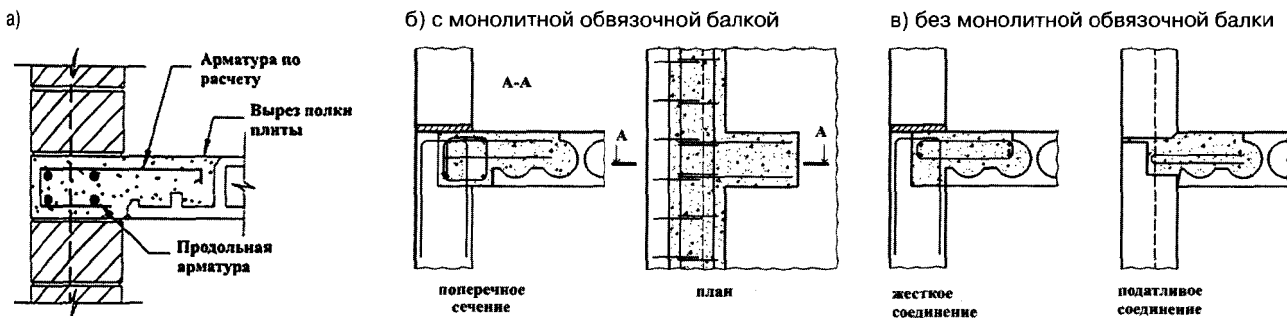


Рис. 6. Принципиальные схемы узлов сопряжения горизонтальной диафрагмы перекрытия с вертикальными элементами жесткости (коллекторов) согласно ACI 318 [4] (а) и EN 1168 [2] (б)

с вертикальным жесткостным элементом, стараются выполнить как можно более жестким в вертикальной плоскости.

Учитывая то, что прочность и жесткость коллектора являются очень важными факторами, не следует забывать о каждодневном поведении конструкции под нагрузкой. В узлах соединений с вертикальными жесткостными элементами должны допускаться деформации выгиба или прогиба диафрагмы без значительных повреждений самих соединений.

Влияние существенного различия в изгибных жесткостях соединяемых элементов на поведение конструкции в целом может быть учтено следующим образом:

- путем размещения вертикальных жесткостных элементов в приопорной зоне плит, где возникают наименьшие вертикальные деформации;
- путем обеспечения податливости соединения в вертикальном направлении.

1.5.2 Прочность поперечных соединительных узлов

Поперечные швы между плитами выполняют несколько функций. Как было отмечено выше, установка арматуры в поперечных швах обеспечивает увеличение прочности на срез продольных швов между плитами. Поперечные швы могут выполнять функции диафрагменных подкосов, передавая усилия на вертикальные элементы жесткости здания и даже функции обвязочного бруса, воспринимая изгибающие моменты, возникающие в горизонтальной диафрагме.

Если поперечный шов выполняет функцию диафрагменного подкоса, расчет требуемой площади поперечного сечения арматуры производится аналогично расчетам, приведенным в предыдущем пункте статьи:

$$A_s = \frac{T_u}{f_{yd}}, \quad (2)$$

где T_u — продольная сила в диафрагменном подкосе, Н.

В том случае, когда поперечный шов выполняет функции обвязочного бруса, расчет площади поперечного сечения арматуры рекомендуется вести по следующей зависимости:

$$A_s = \frac{M_u}{0,8hf_{yd}}, \quad (3)$$

где h — высота диафрагмы, мм;
 M_u — изгибающий момент в обвязочном бруссе, Н·мм.

При этом рабочая высота сечения шва ограничена до 0,8 от высоты поперечного сечения диафрагмы.

В связи с тем, что поведение горизонтальных диафрагм под нагрузкой подобно поведению арки с затяжкой, нежели свободно опертой балки, необходимо осуществлять анкерровку продольной арматуры обвязочного бруса у опор.

По первой зависимости может быть вычислено относительное сдвиговое усилие и, на основании этого, — требуемая площадь армирования швов. Арматура распределяется по длине шва в соответствии с эпюрой поперечных сил. В результате расчета сдвигового усилия по второй зависимости получаем сдвиговое усилие, на основании которого армирование шва следует распределять равномерно по длине от сечения с нулевым изгибающим моментом до сечения с максимальным изгибающим моментом.

2 ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ЭЛЕМЕНТОВ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

2.1 Прочность на срез продольных швов между плитами

Передача вертикальных нагрузок от одного элемента к смежному, располагаемому в диске перекрытия, осуществляется посредством продольных шпуночных швов. При этом в результате совместного деформирования разнонагруженных элементов, объединенных продольными швами, в последних появляются вертикальные перерезывающие силы. Прочность на срез узла сопряжения в данном случае зависит от свойств как собственно шва сопряжения, так и объединяемых элементов.

Согласно [2], прочность на срез продольного шпуночного шва при действии вертикальных перерезывающих сил определяется как меньшее из значений $\min\{V'_{Rd,j}, V''_{Rd,j}\}$, рассчитываемых по формулам:

$$V'_{Rd,j} = 0,25f_{ctd} \cdot \sum h_f, \quad (4)$$

$$V''_{Rd,j} = 0,15 \cdot (f_{ctd,j} \cdot h_j + f_{ctd,t} \cdot h_t), \quad (5)$$

где f_{ctd} — расчетное сопротивление на растяжение бетона, из которого выполнена плита пустотного настила;

$f_{ctd,j}$ — расчетное сопротивление на растяжение монолитного бетона, применяемого для заполнения шва между плитами пустотного настила;

$f_{ctd,t}$ — расчетное сопротивление на растяжение монолитного бетона, применяемого для заполнения шва между плитами пустотного настила;
 Σh_i — сумма наименьших значений толщин верхней, нижней полок и монолитной набетонки (рис. 7);
 h_t — толщина монолитной набетонки на поверхности плиты пустотного настила (см. рис. 7);
 h_j — высота продольного шва нетто (см. рис. 7).

2.2 Распределение вертикальных нагрузок между отдельными плитами, входящими в горизонтальный диск

При расчете дисков перекрытий, выполненных из плит пустотного настила безопалубочного формования, следует учитывать распределение вертикальных нагрузок между смежными элементами, находящимися в различных условиях нагружения. Согласно [2], рекомендовано два расчетных метода для определения вертикальных нагрузок при расчетах плит пустотного настила, работающих в составе конструктивной системы.

В рамках **первого** метода распределение нагрузок между элементами диска (или влияние нагрузок) выполняют расчетным путем, применяя положения теории упругости. Расчет может быть выполнен с применением метода конечных элементов (МКЭ), реализованного в доступных легальных вычислительных комплексах. Так, при выполнении расчета отдельные элементы рассматриваются как изотропные или анизотропные плиты, а продольные швы между плитами — как линейные шарниры. Нормы [2] рекомендуют долю нагрузки для непосредственного нагружения элемента, полученную из расчета конструктивной системы в целом, при расчетах по предельным состояниям первой группы умножать на коэффициент 1,25, пропорционально снижая нагрузки на смежные элементы, не подвергаемые непосредственному нагружению. Коэффициенты, показывающие степень распределения нагрузок между смежными элементами в случае сосредоточенных, линейных и точечных нагрузок, могут быть представлены графически, как это показано на диаграммах рис. 8 и 9, построенных по результатам расчета моделей дисков перекрытий. Диаграммы на рис. 8 и 9 построены для элементов, имеющих ширину $b = 1,2$ м. Аналогичные графики могут быть построены и для плит любой другой ширины, пользуясь указаниями [2].

Расчеты по представленному методу допускается производить только в том случае, когда выполнены требования прочности на срез продольных швов, согласно разделу 2.1 настоящей статьи.

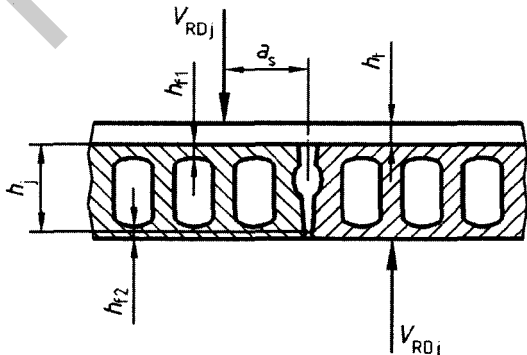


Рис. 7. К расчету прочности на срез продольного шва сопряжения плит пустотного настила согласно [2]

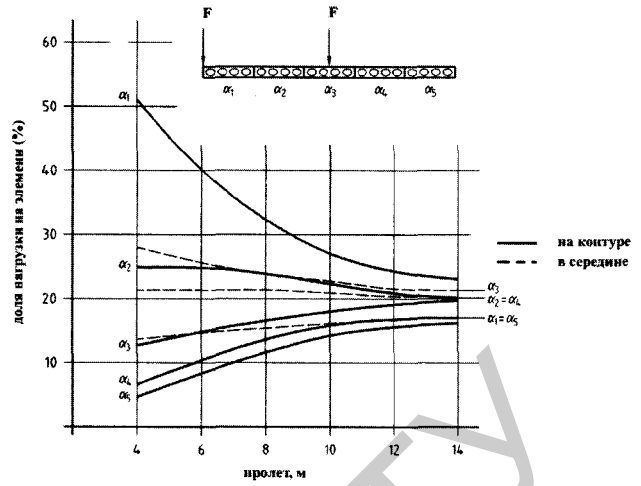


Рис. 8. Графики изменения коэффициентов, показывающих распределение линейной сосредоточенной нагрузки, приложенной в середине и на контуре между элементами диска перекрытия согласно [2]. Для плит шириной $b = 1,2$ м в зависимости от пролета и условий нагружения. Согласно [2], "в середине" означает приложение нагрузки на расстоянии не менее $2,5b$

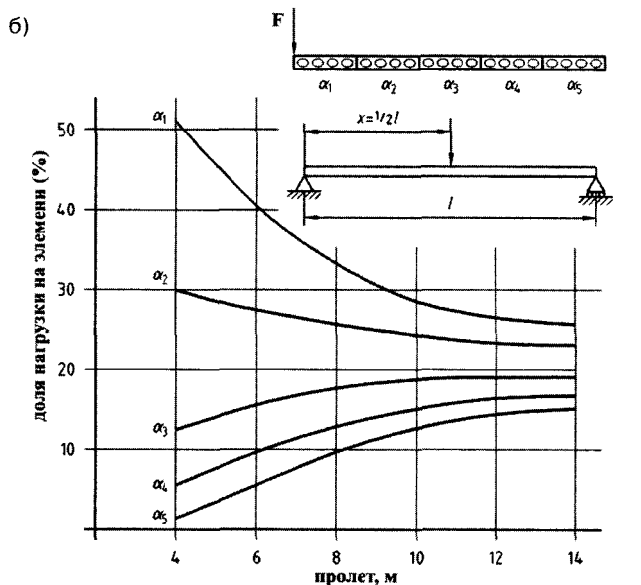
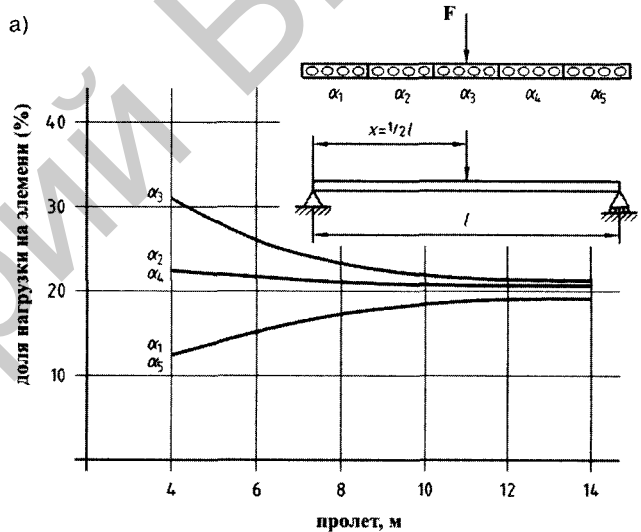


Рис. 9. Графики изменения коэффициентов, показывающих распределение сосредоточенной точечной нагрузки между элементами диска в зависимости от пролета и условий нагружения согласно [2]. Для плит шириной $b = 1,2$ м и при сосредоточенной силе, приложенной в середине диска (а) и на его контуре (б)

Если обеспечена прочность на срез продольных швов, то такой подход позволяет достаточно эффективно вести проектирование. Коэффициенты α , на рис. 8 и 9 показывают долю нагрузки, приходящейся на элементы диска при характерной схеме нагружения. Так, при линейной сосредоточенной нагрузке, приложенной в середине диска (см. рис. 8, 9), плита с α_3 под нагрузкой воспринимает около 23 % от ее полного значения. При расчете прочности с учетом коэффициента 1,25 эта доля составит 29 %. Такие резервы, безусловно, необходимо учитывать при проектировании.

Следует иметь в виду, что сосредоточенные нагрузки (линейные или точечные) вызывают изгибающие моменты в поперечном направлении плиты. Учитывая то обстоятельство, что в плитах пустотного настила отсутствует арматура, располагаемая поперек плиты, необходимо ограничивать растягивающие напряжения, вызванные поперечными изгибающими моментами. Граничные значения, вводимые в расчет, зависят от базовых расчетных предпосылок, устанавливающих распределение нагрузок между отдельными плитами, входящими в диск перекрытия.

В рамках **второго** метода распределение нагрузок между смежными элементами не учитывается. При этом каждый элемент должен быть запроектирован с учетом всех вертикальных нагрузок, приложенных непосредственно к этому элементу, без учета влияния продольных швов (сопротивление шва срезу перерезывающих сил от вертикальных нагрузок равно нулю).

Для расчета коэффициентов распределения нагрузок α , применение первого метода допускается только в том случае, если в плитах имеются продольные шпонки, а прочность стыка на срез обеспечена. Если эти условия не выполняются, распределение нагрузки между смежными плитами следует игнорировать, а расчет выполнять по второму методу.

При расчетах линейные сосредоточенные нагрузки, расположенные параллельно пролету плиты и не превышающие 5 кН/м, допускается заменять равномерно распределенными нагрузками по площади. В этом случае расчетная ширина грузовой площади принимается равной фактической ширине плиты по одну сторону от линии нагрузки плюс $1/4$ пролета — с другой.

Если плита рассматривается по **второму** методу без учета распределения нагрузки, при проверке плиты по предельным состояниям второй группы на действие моментов, развивающихся поперек плиты, вводится ограничение растягивающих напряжений $f_{ctk0,05}$. В этом случае без монолитной набетонки предельные нагрузки, обеспечивающие нормальные условия эксплуатации, следует определять:

— при сосредоточенной линейной нагрузке, располагаемой в пределах плиты (не на контуре):

$$q_k = \frac{20W_{lb} \cdot f_{ctk0,05}}{\ell + 2b}; \quad (6)$$

— при сосредоточенной линейной нагрузке, располагаемой на контуре плиты:

$$q_k = \frac{10W_{et} \cdot f_{ctk0,05}}{\ell + 2b}; \quad (7)$$

— при сосредоточенной точечной нагрузке в любом месте площади плиты:

$$F_k = 3W_{\ell} \cdot f_{ctk0,05}, \quad (8)$$

где в формулах (6)–(8):

W_{lb} — минимальный момент сопротивления сечения в поперечном направлении на единицу длины плиты относительно нижней грани (фибры) сечения элемента;

W_{ℓ} — минимальный момент сопротивления сечения в поперечном направлении на единицу длины плиты относительно верхней грани (фибры) сечения элемента;

W_{ℓ} — меньшее значение из W_{ℓ} и W_{lb} .

Если элементы проектируются с вычислением вертикальных нагрузок по первому методу (с учетом распределения нагрузок между смежными элементами), проверку прочности плит на действие поперечных изгибающих моментов следует выполнять, вводя ограничение растягивающих напряжений до расчетных значений f_{ctd} . В этом случае для сосредоточенных нагрузок их предельные значения могут быть получены из уравнений (6)–(8) с заменой q_k , F_k и $f_{ctk0,05}$ на расчетные значения q_d , F_d и f_{ctd} .

2.3 Ограничение эффективной ширины при расчетах плит

При расчете прочности плит пустотного настила, для которых распределение вертикальных нагрузок выполняется по первому методу (см. раздел 2.2), в случае действия сосредоточенных точечных сил и линейных нагрузок с характеристическими значениями более 5 кН/м, эффективную ширину плиты согласно [2] следует назначать, руководствуясь следующими требованиями:

— если нагрузка располагается в поле перекрытия, эффективную ширину принимают равной двойному расстоянию между центром приложения нагрузки и опорой, но не более ширины нагруженного элемента;

— если нагрузка приложена к свободной грани перекрытия, эффективную ширину следует принимать равной расстоянию между центром приложения нагрузки и опорой, но не более чем половины ширины нагруженного элемента.

2.4 Ограничение поперечных смещений диска перекрытия

Если проектирование выполняют с учетом распределения нагрузок по первому методу (см. раздел 2.2), горизонтальные смещения отдельных элементов могут быть ограничены:

— окружающими элементами (частями) конструкции;

— трением на опорах;

— арматурой, располагаемой в поперечных швах;

— периметрическими связями, указания по устройству которых можно найти в [7];

— устройством армированной набетонки.

В расчетных ситуациях, не учитывающих сейсмические воздействия, можно полагать, что горизонтальные смещения будут ограничены только за счет сил трения, действующих на опорах. В этом случае требуемое усилие, создаваемое за счет трения, должно быть равным как минимум вертикальной перерезывающей силе, передаваемой продольным швом между плитами.

2.5 Непреднамеренные ограничивающие эффекты на опорах и соответствующие значения отрицательных моментов

При проектировании плит пустотного настила и узлов их опирания на опоры для предотвращения возможного трещинообразования, способного инициировать разрушение от среза в опорном сечении, необходимо учитывать непреднамеренные ограничения углов поворота элементов и сопутствующие отрицательные моменты.

Как показано в [8], степень ограничения деформаций на опорах, а соответственно и величины момента, будет зависеть от глубины опирания изделия, конструкции опорного узла и усилий, действующих в узле.

Так, в соответствии с рекомендациями, содержащимися в ISO 1343 и BS8110 [9], длина зоны передачи напряжений не должна располагаться в пределах чистого пролета плиты. Это условие иллюстрировано на схемах рис. 10 (для свободно опертых плит (см. рис. 10а) и плит, заделанных в стены (см. рис. 10б)), позаимствованных из ISO 1343.

Согласно представленным рекомендациям, длина площадки опирания для плит безопалубочного формования может достигать 445 мм (при равенстве расчетной длине зоны передачи напряжений).

Вместе с тем, практически все международные рекомендации по применению плит безопалубочного формования [10] (табл. 1 и рис. 11), опираясь на п. 5.2.3 BS8110 [9], устанавливают значительно более короткие площадки опирания, минимальные длины которых в общем случае составляют:

- при опирании на кирпичные стены — не менее 100 мм;
- при опирании на бетонные и стальные элементы — не менее 75 мм.

Приведенные выше величины опирания плит безопалубочного формования могут быть обоснованы, принимая во внимание два обстоятельства.

Во-первых, увеличение глубины опирания, главным образом при заделке плит в кирпичные стены, приводит к появлению нежелательных (с точки зрения надежности) отрицательных опорных моментов. При этом следует иметь ввиду, что установленной в верхней зоне плиты стабилизирующей арматуры в ряде случаев явно недостаточно для восприятия опорных моментов.

Во-вторых, сокращение глубины опирания приводит к увеличению местных сжимающих напряжений, действующих на опорных площадках. Появление довольно ощутимого местного сжатия улучшает условия анкеровки канатов в эксплуатационной стадии (с учетом, что выполняются условия прочности при местном сжатии).

Можно выделить три подхода к проектированию опорных сечений с учетом ограничивающих эффектов:

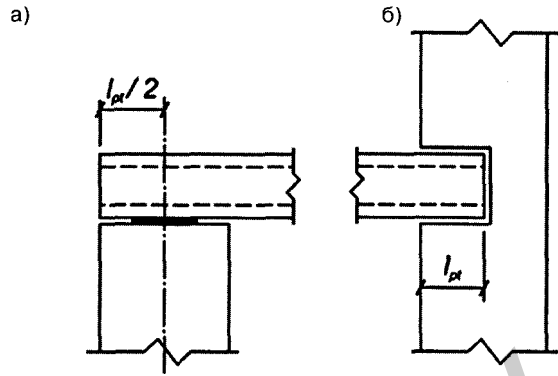


Рис. 10. Рекомендуемые длины опирания плит безопалубочного формования согласно ISO 1343 при свободном опирании (а) и заделке в стену (б)

— конструирование узлов опирания таким образом, что эффекты ограничения и отрицательные моменты не будут появляться при действии эксплуатационных нагрузок;

— проектирование, основанное на расчете и конструировании специальных узлов опирания таким образом, что появление трещин нормального отрыва в опорном сечении не будет инициировать опасную расчетную ситуацию;

— проектирование на основе расчета плит пустотного настила на восприятие отрицательного момента.

На опорах, которые в процессе проектирования рассматриваются как свободные опоры, но фактически могут подвергаться ограничению углов поворота (например, плиты, опирающиеся на стены, и т. д.), расчетный отрицательный момент определяется

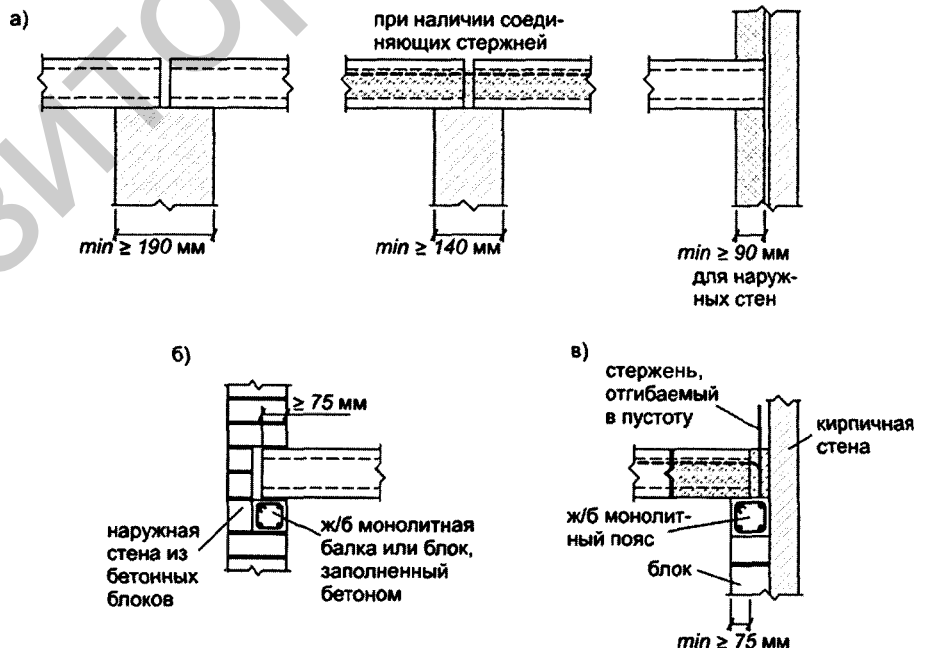


Рис. 11. Схемы опирания плит безопалубочного формования согласно [10]: а — опирание на внутренние и наружные стены; б, в — опирание на железобетонную балку в наружной стене

Таблица 1. Номинальная длина опирания для свободно опертых плит безопалубочного формования согласно [10]

Материал несущей (опорной) конструкции	Толщина плиты, мм	Длина (глубина) опирания, мм	
		Номинальная	Минимальная
Бетон или сталь	От 150 до 265	70,0	50,0
Кирпичная стена		100,0	80,0

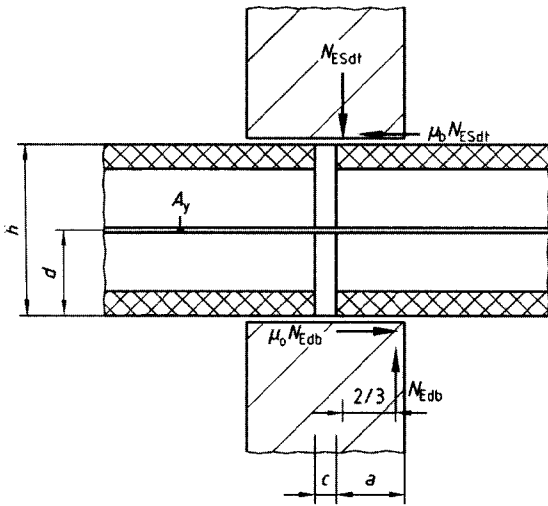


Рис. 12. К определению отрицательных моментов при непреднамеренных ограничениях углов поворота на опорах согласно [2]

как меньшее значение, вычисленное по формулам (9) и (10):

$$M_{Ed,f} = \frac{M_{Ed,s}}{3}, \quad (9)$$

при $M_{Ed,s} = \gamma_G \cdot (M_{qE} - M_{WE}) + \gamma_Q \cdot M_{qE}$

где M_{qE} — максимальный момент в пролете от характеристических значений постоянных воздействий (нагрузок);

M_{qE} — максимальный момент в пролете от характеристических значений переменных воздействий;

M_{WE} — максимальный момент в пролете от характеристического значения нагрузок собственного веса;

$$M_{Ed,f} = \frac{2}{3} \cdot N_{Ed,t} \cdot a + \Delta M, \quad (10)$$

где M — приращение момента, принимаемое равным меньшему из значений, вычисленных по формулам:

$$\min \begin{cases} \Delta M = f_{ctd} \cdot W \\ \Delta M = f_{yd} \cdot A_y \cdot d + \mu_b \cdot N_{Ed,t} \cdot h. \end{cases} \quad (11)$$

Если поперечный шов между торцами элементов составляет менее 50 мм или шов не заполнен, или элемент заделан в стену, ΔM следует принимать равным меньшему из значений:

$$\min \begin{cases} \Delta M = \mu_b \cdot N_{Ed,t} \cdot h \\ \Delta M = \mu_0 \cdot N_{Ed,b} \cdot h. \end{cases} \quad (12)$$

В формулах (9)–(12):

a — глубина опирания плиты (рис. 12);

A_y — поперечное сечение соединительной арматуры, располагаемой в пустотах или в продольных швах по контуру плит;

d — расстояние от нижней фибры плиты до соединительной арматуры;

f_{yd} — расчетное сопротивление арматуры;

$N_{Ed,t}$ — расчетное значение полного продольного усилия, приложенного выше плиты перекрытия;

$N_{Ed,b}$ — расчетное значение полного продольного усилия, действующего ниже плиты перекрытия;

W — момент сопротивления монолитного бетона в поперечном шве между торцами плиты;

μ_0 — коэффициент трения по поверхности над плитой;

μ_b — то же, под плитой.

Значения коэффициентов трения μ_0 и μ_b согласно [2] рекомендовано принимать равными при трении:

- бетона по бетону — 0,80;
- бетона по раствору — 0,60;
- бетона по резине или неопрену — 0,25;
- бетона по войлоку — 0,15.

Если выполняется условие

$$M_{Ed,f} \leq 0,5 \cdot (1,6 - h) \cdot f_{ctd} \cdot W_f, \quad (13)$$

считается, что прочность опорного сечения плиты на действие отрицательного момента обеспечена без специальных мероприятий (например, установка дополнительной арматуры). Если условие (13) не выполняется или в тех случаях, когда действуют расчетные отрицательные моменты в опорных сечениях, необходимо выполнить следующие действия:

- а) установить расчетное количество дополнительной напрягаемой арматуры в верхней зоне плиты;
- б) установить расчетное количество арматурных стержней в продольных швах или пустотах;
- в) применить армированную набетонку на поверхности плит.

Во всех трех перечисленных случаях кроме проверки плит на срез выполняется проверка на действие отрицательного момента, и соответствующая арматура устанавливается по расчету.

Следует отметить, в формуле (13) согласно [2] дополнительно может быть учтено влияние обжатия верхней грани опорного сечения напрягаемой стабилизирующей арматурой.

3 НЕКОТОРЫЕ УКАЗАНИЯ ПО ЗАМОНОЛИЧИВАНИЮ ШВОВ МЕЖДУ ПЛИТАМИ

В соответствии с [2] усилия, действующие в продольных и поперечных швах по контуру плит, могут быть восприняты конструкцией шва только в том случае, если, как минимум, выполнены требования:

- а) бетон замоноличивания должен иметь класс не ниже $C^{12}/_{15}$ согласно [2];
- б) консистенция бетонной смеси должна быть подобрана таким образом, чтобы шов заполнялся полностью на всю высоту, без пор, каверн и т. д.;
- в) бетонную смесь следует проектировать таким образом, чтобы было исключено ее расслоение, минимизированы усадочные деформации. Фракционный состав заполнителя должен быть принят в соответствии со средней шириной шва;
- г) швы должны быть тщательно очищены, промыты и заполнены бетоном на всю высоту за одну операцию. Послойное заполнение стыка, его недоуплотнение, нарушение однородности материала заполнения не допускаются.

Перечисленные выше требования вызывают необходимость организации выполнения обязательного производственного контроля при возведении дисков перекрытий из сборных плит безопалубочного формования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

- 1 В статье приведены без дополнительного анализа базовые положения, относящиеся к проектированию перекрытий из сборных плит безопалубочного формования в соответствии с требованиями EN 1168 [2] и ACI 318 [4]. Как следует из представленных положений, применение плит безопалубочного формования при проектировании горизонтальных дисков перекрытий требует от инженера более тщательного подхода к выбору конструктивного решения диска перекрытия, выполнения ряда дополнительных проверок, подтверждающих адекватное поведение как отдельного элемента в составе системы, так и конструктивной системы в целом при действии расчетной системы вертикальных и горизонтальных нагрузок. На первый взгляд это покажется более трудоемким по сравнению с проектированием перекрытий из традиционных плит пустотного настила. Вместе с тем применение приведенных в статье требований к расчету и конструированию узлов горизонтального диска перекрытия позволяет создавать конструктивные системы с высоким уровнем надежности при рациональных экономических затратах, обеспечить требуемые эксплуатационные качества строительного объекта при проектных условиях и его живучесть в особых расчетных ситуациях.
- 2 Следует отметить, что приведенные положения в полной мере применимы и при проектировании дисков перекрытий из традиционных пустотных плит, изготовленных по агрегатно-поточной технологии. Как показывает опыт обследования существующих строительных объектов, многих дефектов и повреждений, вызванных температурными деформациями, неравномерными осадками опор и т. д., удалось бы избежать, если бы конструктивные системы проектировались с учетом приведенных выше требований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Указания по проектированию дисков перекрытий с применением плит безопалубочного формования / ГП "Институт НИПТИС им. Атаева С. С.". — Минск, 2009.
2. EN 1168. Precast concrete products — Hollow core slabs. UCS. 2004.
3. PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs. D. R. Buettner, J. Becker, 1998.
4. ACI Manual 318R-86 art. 129 — Interim, 1990 — USA.
5. Конструкции бетонные. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1. — Минск, 2009.
6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-2002.
7. Общие воздействия. Особые воздействия: ТКП EN 1992-1-7.
8. Тур, В. В. О нормировании величины втягивания канатов при изготовлении плит безопалубочного формования / В. В. Тур, Т. М. Пецольд; сб. тр. "Проблемы современного бетона и железобетона" в 2-х частях, ч. 1. — Минск, 2009.
9. British Standard BS8110: Part 1: 1997, Section Four, art. 4.10 — London. BSI-1997.
10. Quality Assurance and Recommended Connections of Prestressed Hollow Core Slabs. — BSI, London, 1998.

Статья поступила в редакцию 04.02.2010.