

Сергей Викторович БОСАКОВ,
доктор технических наук,
профессор,
главный научный сотрудник
научно-исследовательского отдела
строительных конструкций
РУП "Институт БелНИИС"

Валерий Николаевич БЕЛЕВИЧ,
заведующий
научно-исследовательским отделом
строительных конструкций
РУП "Институт БелНИИС"

Николай Сергеевич ЩЕТЬКО,
младший научный сотрудник
научно-исследовательского отдела
строительных конструкций
РУП "Институт БелНИИС"

Виталий Петрович РАЙЧЕВ,
младший научный сотрудник
научно-исследовательского отдела
строительных конструкций
РУП "Институт БелНИИС"

РАСЧЕТ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ EN

CALCULATION AND EXPERIMENTAL ESTIMATION OF SHEAR STRENGTH OF HOLLOW CORE SLABS TAKING INTO ACCOUNT EUROPEAN STANDARDS REQUIREMENTS

Приведены результаты компьютерного моделирования, расчета и экспериментальной оценки прочности многопустотных плит безопалубочного формования на сдвиг от поперечной силы, выполненные с учетом требований европейских норм проектирования.

The results of computer finite-element (FE) modeling, calculations and experimental estimation of hollow core slabs shear capacity are presented in the paper. The research computation and experimental work was based on European standards requirements.

ВВЕДЕНИЕ

Модернизация заводов сборного железобетона республики с переходом на технологию безопалубочного формования железобетонных предварительно напряженных многопустотных плит позволяет увеличить объем их выпуска, повысить качество до европейского уровня по сравнению с морально и физически устаревшей агрегатно-поточной технологией. Разработка рабочей документации [1] и постановка таких плит на серийное производство осуществлена в установленном порядке согласно требованиям республиканских технических нормативных правовых актов (ТНПА) [2–8].

В последнее время нарастают объемы строительства зданий, запроектированных в соответствии с требованиями европейских норм [10, 11] и возводимых из изготовленных и сертифицированных по европейским стандартам строительных конструкций. Это приводит к тому, что возникает необходимость в поставке железобетонных конструкций из-за рубежа, в том числе и многопустотных плит перекрытий с европейской маркировкой, хотя они могут производиться на месте. Однако для этого следует преодолеть существующие в республиканских нормах различия и подходы в правилах проектирования, стандартах по изготовлению и приемке строительных конструкций.

Европейские нормы [10] "...устанавливают общие правила проектирования, расчета и определения параметров, как самих конструкций, так и отдельных конструктивных элементов, которые пригодны для обычного применения. Они касаются как традиционных методов строительства, так и аспектов инновационного применения, но при этом не содержат правил для нестандартных конструкций или специальных решений.". В таком случае разработчику, в зависимости от расчетной ситуации, предоставляется возможность назначать

расчетную модель конструкции и декларировать несущую способность с подтверждением соответствия установленным в евронормах требованиям для обеспечения безопасности зданий и сооружений. При расчете железобетонных конструкций применяются другие характеристики арматуры и бетона, иные требования к величине защитного слоя, методам испытаний и др. В качестве рабочей предварительно напряженной арматуры для плит пустотного настила применяются канатная арматура и проволока периодического профиля [9]. Использование преднапряженной стержневой арматуры не допускается. Ширина плит без располагаемой поперек сечения арматуры ограничена и не должна превышать 1,2 м.

Согласно республиканским нормам [8], оценку несущей способности многопустотных плит проводят натурными испытаниями с проверкой прочности, жесткости и трещиностойкости их нормальных сечений при действии контрольных равномерно распределенных нагрузок, величину которых определяют с учетом или без учета частных коэффициентов безопасности [7] по нагрузкам и материалам. Критериями оценки несущей способности являются предельно допустимые прогибы при контрольной нагрузке по жесткости, ширина раскрытия трещин и величина разрушающей нагрузки с коэффициентом запаса по прочности S в зависимости от характера разрушения. Кроме того, большое внимание уделяется проверке жесткости сцепления канатной арматуры с бетоном, контролируемое величиной ее втягивания относительно торцов плиты.

Требованиями европейского стандарта [11] несущая способность плит пустотного настила, не содержащих поперечной арматуры, характеризуется сопротивлением наклонных сечений на сдвиг от действия сосредоточенной силы, приложенной на расстоянии $2,5h$ от оси опирания и не менее 600 мм. При этом основными контрольными параметрами являются расчетная

и предельная величины поперечной силы и изгибающего момента, определенные по проектным и фактическим характеристикам материалов с учетом и без учета частных коэффициентов безопасности по бетону γ_c и арматуре γ_s .

МОДЕЛИРОВАНИЕ НДС ПРИОПОРНОЙ ЗОНЫ С ПОМОЩЬЮ МКЭ

Известная особенность исследуемых конструкций, обусловленная технологией изготовления и методом передачи усилия на бетон, порождает целый ряд вопросов относительно моделирования и особенностей работы данных изделий на всех стадиях жизненного цикла. Отсутствие поперечной арматуры в плитах безопалубочного формования послужило причиной многочисленных исследований приопорных зон плит с позиций механики железобетона, теории надежности и механики разрушения.

Вопрос сцепления предварительно напряженной арматуры с бетоном диктует необходимость решения сложных задач сопротивления материалов и механики деформируемого твердого тела [12]. В тяжелых программных комплексах (Ansys, Abaqus) реализованы теории прочности железобетона, учитывающие соотношение компонентов тензоров напряжений и деформаций при оценке прочности и жесткости железобетона в условиях сложного напряженного состояния.

Методы моделирования и расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций представляют особый интерес, но и достаточно сложны, так как требуют понимания технологии изготовления, характера работы во времени и досконального моделирования этих факторов.

Таким образом, при численном моделировании преднапряженной плиты инженер сталкивается с задачей выбора метода моделирования и задачей корректного назначения характеристик сцепления, которые позволят получить характерную для данной кон-

струкции реализацию НДС (распределение напряжений по объему модели изделия). Данная многопараметрическая задача может быть решена либо методом исключения переменных, либо методами линейного программирования и оптимизации. Общий вид расчетной модели и ее фрагмента представлен на рис. 1.

Для оценки прочности приопорных сечений плит при действии поперечной нагрузки авторами данной статьи было выполнено их численное конечно-элементное моделирование. С целью сокращения размерности задачи и ввиду симметрии конструкции моделировалась 1/4 часть плиты с назначением соответствующих ГУ. Особое внимание уделено корректному назначению параметров сцепления на длине зоны передачи напряжений, которая определена в соответствии с положениями, изложенными ранее в работе [13]. Выполнен ряд сопоставительных экспериментов, на основании которых в итоге в качестве функции сцепления принята нелинейная функция, аппроксимированная кубической параболой.

В разработанной КЭ-модели порядка 116 000 узлов и 103 000 элементов. При разработке модели использованы следующие типы элементов:

- SOLID (Brick, Wedge) — применяется при моделировании бетона плиты и материала опорных пластин;
- ROD — тип элемента, моделирующий арматуру (канаты и проволоку);
- DOF SPRING — элементы, моделирующие сцепление (линейное и нелинейное) арматуры и бетона на длине зоны передачи напряжений;
- RIGID — при моделировании связи между арматурой и бетоном по направлению осей X, Y на длине зоны передачи напряжений и по направлению осей X, Y, Z на оставшейся длине плиты.

В ходе численных экспериментов подтверждено предположение авторов относительно нецелесообразности использования в рассматриваемых моделях функции сцепления по всей длине арматуры. Такой подход требует либо назначения довольно высокой жесткости пружин, что снижает обусловленность матрицы жесткости, либо, в случае применения нелинейной функции сцепления, приводит к увеличению размерности решаемой нелинейной задачи.

В связи с отмеченными выше фактами тщательно моделированию условий сцепления подлежала прежде всего зона передачи напряжений, по длине которой и были использованы элементы сцепления типа DOF SPRING. Усилие преднапряжения рабочих канатов и стабилизирующей проволоки (в верхней зоне плит) задано с помощью температурных деформаций. Исполнителями задано изменение температуры ΔT проволоки и канатов, равное 200 °C и 450 °C, обеспечивающее усилие в элементах арматуры на уровне 10 и 70 кН соответственно.

Жесткость элементов сцепления определена с учетом величины втягивания канатов и соответствующей длины зоны передачи напряжений, порядок вычисления которой подробно описан авторами в работе [13]. В ходе выполнения численных экспериментов установлено, что назначение единой линейной жесткости всем пружинам приводит к неверному распределению напряжений по длине стержня и неверным результатам при строгом соблюдении всех предпосылок в части определения суммарной жесткости сцепления.

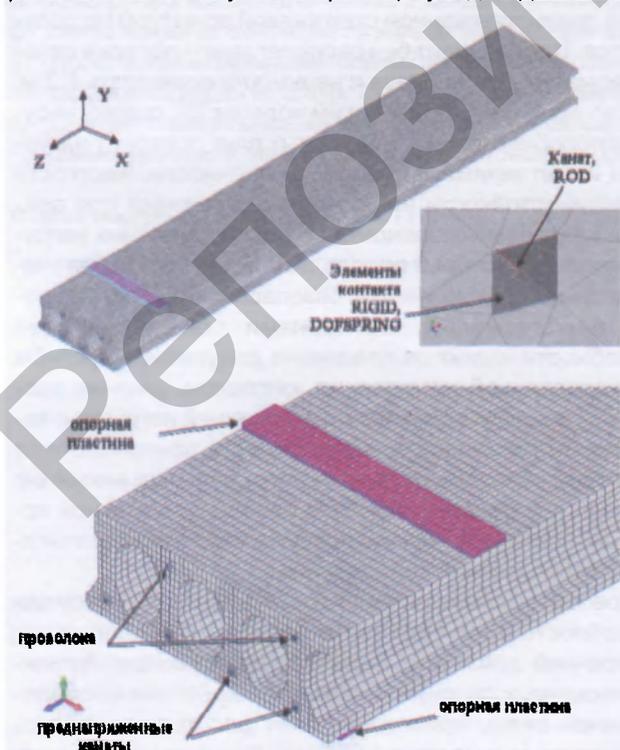


Рис. 1. Общий вид расчетной модели и ее фрагмента



Рис. 2. Деформированная схема плиты

В работе Х. Троста [14] представлены результаты выполненных в середине (во второй половине прошлого века) исследований, на основании которых помимо всего прочего сделан вывод о характере распределения усилий и сцепления по длине зоны передачи напряжений. Автор [14] различает следующие виды сцепления или механизмы передачи напряжения:

- а) сцепление склеивания;
- б) сцепление трения;
- в) сцепление сдвига.

В более современной работе [12] проанализированы некоторые зависимости, описывающие изменение напряжения в арматурном стержне по длине зоны передачи напряжений. Однако основное внимание уделено ненапряженным конструкциям и вопросам оценки параметров трещинообразования.

Разница по прогибам и выгибам между аналитическим решением, полученным с использованием зависимостей строительной механики, и численным решением, полученным программным комплексом с помощью МКЭ, составила не более 5 %. На рис. 2–4 приведены основные результаты расчетов, а в таблице 1 — значения нормальных и касательных напряжений в характерных участках объема (продольного сечения, рис. 5) при опорной зоне модели плиты перекрытия при действии сосредоточенной поперечной грузки в 150 кН. На рис. 6 показаны траектории главных напряжений в приопорной зоне моделируемой плиты.

Выполненное моделирование напряженно-деформированного состояния приопорной зоны многопустотных плит потребовало экспериментальной проверки и оценки с учетом европейских норм проектирования [10, 11].

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НА СДВИГ

РУП "Институт БелНИИС" был выполнен предварительный расчет и экспериментальная оценка несущей способности многопустотных плит безопалубочного формования [1] шириной 1,2 м по прочности наклонных сечений на сдвиг от поперечной силы в соответствии

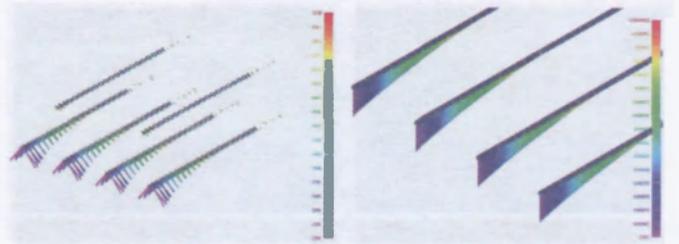


Рис. 3. Распределение усилий в элементах сцепления и изменение величины втягивания по длине зоны передачи напряжения



Рис. 4. Распределение напряжений по длине зоны передачи напряжения канатов при различных законах "усилие — перемещение"

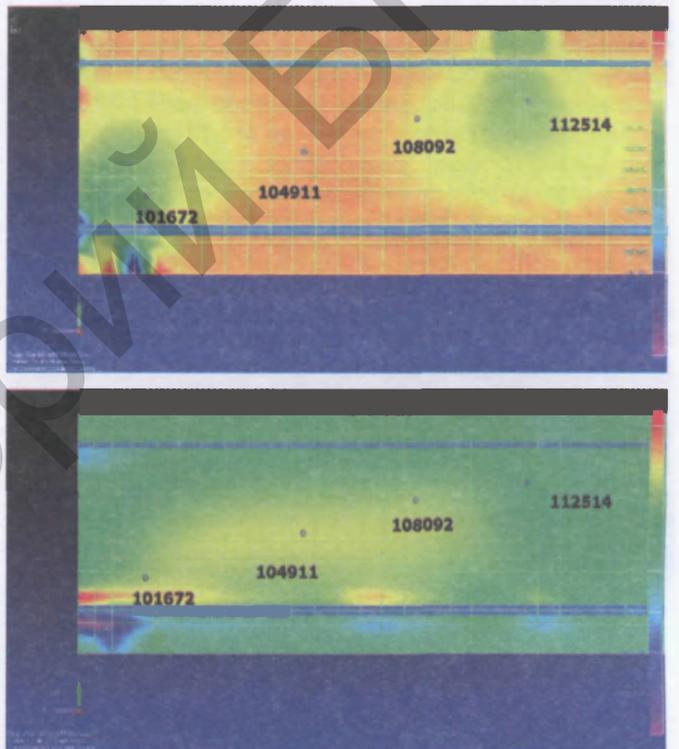


Рис. 5. Распределение нормальных и касательных напряжений в приопорной зоне плиты

с требованиями норм [10, 11]. Армирование опытных образцов плит двух серий (по три плиты в каждой) выполнено из восьми и шести канатов диаметром 12 мм класса S1400, проектный класс бетона — C³⁰/₃₇. В расчетах учитывали особенности технологии изготовления плит в ОАО "Гомельжелезобетон", величину потерь предварительного напряжения канатной арматуры,

Таблица 1

ID	1:Solid Y Normal Stress	1:Solid Z Normal Stress	1:Solid YZ Shear Stress	1:Solid Max Prin Stress	2:Solid Y Normal Stress	2:Solid Z Normal Stress	2:Solid YZ Shear Stress	2:Solid Max Prin Stress
101672	15198.78	-2213085	140046.1	26191.5	-2386657	-4091317	796748.6	-319103.2
104911	-26442.63	-2347482	209689	-851.5643	-542845.2	-3953252	3042052	1260430
108092	75214.62	-2537734	444752.7	152772.1	-32410.52	-3020514	3300072	2096661
112514	-86208.93	-2145366	1335873	573355.1	-2544032	-1533044	2646049	658816.4

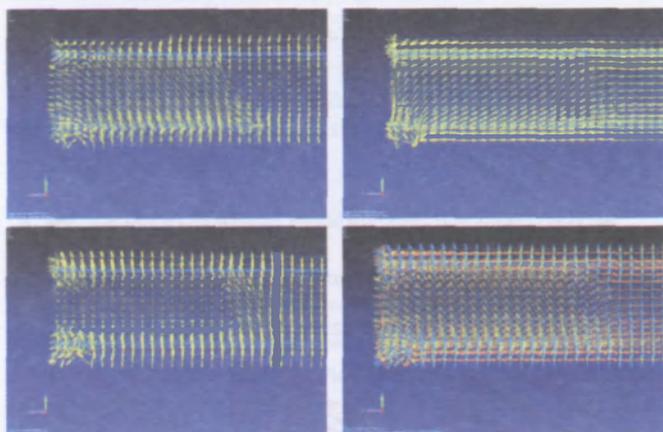


Рис. 6. Траектории главных напряжений

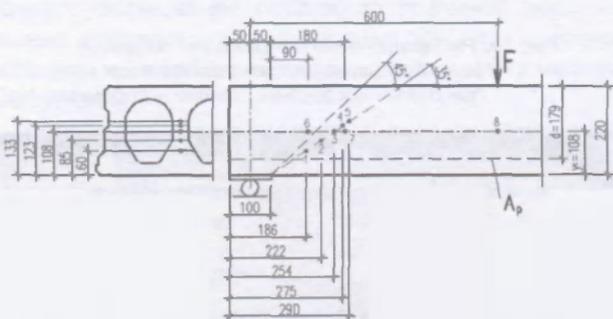


Рис. 7. Расчетная схема плиты по определению прочности наклонного сечения на сдвиг

режим термической обработки и прочность бетона при отпуске усилия обжатия, а также фактическую прочность на день испытаний.

Согласно требованиям СТБ EN 1168 [11], для преднапряженных однопролетных многоспустых плит без поперечной арматуры несущая способность при сдвиге для участков, не подверженных изгибу (где изгибающее напряжение меньше, чем $f_{ctk0,05}/\gamma_c$), должна рассчитываться с помощью следующего выражения:

$$V_{Rdc} = \frac{I b_w(y)}{S_c(y)} \left[\sqrt{(f_{ctd})^2 + \sigma_{cp}(y) f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \right], \quad (1)$$

$$\text{где } \sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A_i} + \frac{(Y_c - y)(Y_c - Y_{p_i})}{I} \right] P_i(l_x) \right\} - \frac{M_{E,i}}{I} (Y_c - y);$$

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \times \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{A_c(y)}{A_i} - \frac{S_c(y)(Y_c - Y_{p_i})}{I} + C_{p_i}(y) \right] \frac{dP_i(l_x)}{dx} \right\}.$$

С помощью выражения (1) определяли положение критической точки на прямом участке наклонного сечения (рис. 7), начинающегося от края опоры под углом $\beta = 35^\circ$, по отношению к горизонтальной оси, в которой результат расчета выражения для V_{Rdc} будет наименьшим.

При этом расчет выполняли для точек, расположенных по наклонному сечению в местах изменения толщины межпустотных ребер, а также на расстоянии $(0,5-1,0)d$ от края опоры и в плоскости приложения нагрузки на расстоянии 600 мм от оси опирания.

По второй расчетной модели в качестве альтернативного варианта для вышеуказанного выражения было использовано следующее упрощенное уравнение:

$$V_{Rdc} = \phi \cdot \frac{I b_w}{S} \cdot \left[\sqrt{(f_{ctd})^2 + \beta \cdot \alpha_f \cdot \sigma_{cp}(f_{ctd})} \right]. \quad (2)$$

В результате расчета определены расчетная ($\gamma_c = 1,5$) и предельная ($\gamma_c = 1,0$) прочность всех точек наклонного сечения плит на сдвиг от сопротивления поперечной силе и соответствующие им величины требуемых для проверки прочности испытательных нагрузок при рабочем пролете плит 7,1 м (таблицы 2, 3).

Как видно из таблиц 2, 3, критической точкой в наклонном сечении с минимальной несущей способностью плиты на сдвиг по сопротивлению поперечной силе является точка № 4. В соответствии с полученными результатами определена величина испытательной нагрузки на плиты первой серии.

Для плит второй серии, армированных шестью канатами диаметром 12 мм, минимальная расчетная несу-

Таблица 2. Расчетная несущая способность плиты на сдвиг ($\gamma_c = 1,5$)

Показатель	№ точек							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$V_{Rd,c}$ кН	161.4	94.8	98.0	93.6	94.7	91.1	100.8	134.3
F_{calc} кН	174.3	101.5	105.0	100.2	101.4	97.5	108.1	144.7
Альтернативный вариант								
$V_{Rd,c}$ кН	138.5	83.8	84.1	81.4	83.4	78.9	86.1	111.0
F_{calc} кН	149.3	89.5	89.8	86.9	89.1	84.2	92.0	119.2

Таблица 3. Предельная несущая способность плиты на сдвиг ($\gamma_c = 1,0$)

Показатель	№ точек							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$V_{Rd,c}$ кН	242.9	142.7	147.2	141.0	142.4	136.7	151.4	193.8
F_{calc} кН	263.3	153.9	158.8	152.0	153.5	147.3	163.4	209.7
Альтернативный вариант								
$V_{Rd,c}$ кН	208.2	125.9	126.5	122.3	125.4	118.6	129.5	149.9
F_{calc} кН	225.4	135.5	136.2	131.6	135.0	127.5	139.4	161.7

шая способность на сдвиг составляет $V_{Rd,c} = 75,8$ кН и соответствующая ей нагрузка $F_{calc} = 88,8$ кН, предельная $V_{Rd,c,ult} = 113,8$ кН и соответствующая ей нагрузка $F_{calc,ult} = 133,3$ кН при рабочем пролете плит $l_0 = 4,1$ м.

Кроме расчета на сдвиг, выполнен также расчет всей номенклатуры плит шириной 1,2 м [1] по прочности нормальных сечений при изгибе, в результате которого определена расчетная и предельная величины изгибающего момента. По результатам расчета получена положительная оценка экспертизы Европейского органа по сертификации (Литва).

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ НА СДВИГ

Полномасштабная проверка (типовое испытание) прочности конструкций должна проводиться согласно СТБ EN 1168 [11] при запуске в производство:

- одного или более новых поперечных сечений плит, для подтверждения прочностных характеристик, полученных путем расчетов;

- нового производственного оборудования для подтверждения соответствующих рабочих характеристик установки.

Последующие полномасштабные испытания, проводимые в рамках заводского контроля производственного процесса, не требуются, если результаты испытаний соответствуют расчетным значениям. При этом тестируемые элементы должны представлять поперечное сечение или семейство изделий; полное усилие предварительного напряжения для преднапряженных пустотных плит или количество арматуры, требуемой для армирования пустотных плит, должно составлять не менее 75 % от максимального значения, запланированного для данного поперечного сечения.

Для проверки расчетной и предельной прочности наклонных сечений на сдвиг от поперечной силы по методике [11] проведены испытания двух серий плит статическим нагружением до разрушения сосредоточенной силой, приложенной на расстоянии 600 мм от оси опирания. Первая серия состояла из предварительно напряженных плит шириной 1186,0 мм и длиной 7,2 м, армированных восьмью канатами диаметром 12,0 мм класса S1400 с проектной прочностью бетона на сжатие класса $C^{30}/_{37}$. Фактические прочностные характеристики бетона на день испытаний определяли по контрольным кубам с ребром 100–150 мм, призмам размерами 100x100x400 мм, а также фрагментам межпустотных ребер, выпиленных из участков плиты, непосредственно примыкающих к испытываемым образцам и заформованных в едином массиве с выдержкой в идентичных условиях. Плиты через слой раствора толщиной 10 мм опирали на две шарнирно подвижные катковые опоры диаметром 50 мм. Для измерения деформаций бетона по наклонным и нормальному сечениям, а также контроля над втягиванием канатной арматуры относительно торца плиты в характерных сечениях (рис. 8) устанавливали индикаторы ИГМ с ценой деления 0,001 мм, поверенные в БелГИМ. Для фиксации начала разрушения и влияющих на это факторов — преждевременного втягивания канатов из-за нарушения их анкерки, либо достижения предельных деформаций растяжения бетона в наклонных сечениях меж-

пустотных ребер, или под силой — производили видеосъемку процесса испытаний.

Нагрузку создавали гидродомкратом ДГ200 и через жесткую стальную поперечную балку, смонтированную на стальной пластине шириной 100 мм по слою раствора толщиной 10 мм, передавали на плиту по всей ее ширине на расстоянии 600 мм от оси опирания. Испытания плиты согласно [11] осуществляли повторно-переменным нагружением за два этапа. На первом этапе нагрузку двумя ступенями в течение 1 минуты каждая с равной амплитудой доводили до уровня 70 % от заданной расчетной предельной нагрузки с последующей разгрузкой. На втором этапе первая ступень нагрузки на плиту составляла 50 %, вторая ступень — 75 %; и на каждой последующей ступени — до разрушения плиты — приращение нагрузки, передаваемой на плиту не менее чем за 1 минуту, составляло 10 % от расчетной предельной нагрузки.

В результате испытаний установлено, что разрушение плит первой серии, армированных восьмью канатами диаметром 12 мм, было хрупким и происходило по наклонным сечениям, распространяющимся под углом 30°–35° от края опоры до края площадки приложения нагрузки (рис. 9), что примерно соответствует принятой расчетной модели. Образование критической наклонной трещины, как зафиксировано по индикаторам, происходило от середины высоты ребра плиты, после чего наступало втягивание канатов относительно торца. Величина разрушающего усилия на плиты превышала расчетную предельную нагрузку на 5 %–65 %, вычисленную



Рис. 8. Общий вид испытаний многопустотных плит на сдвиг

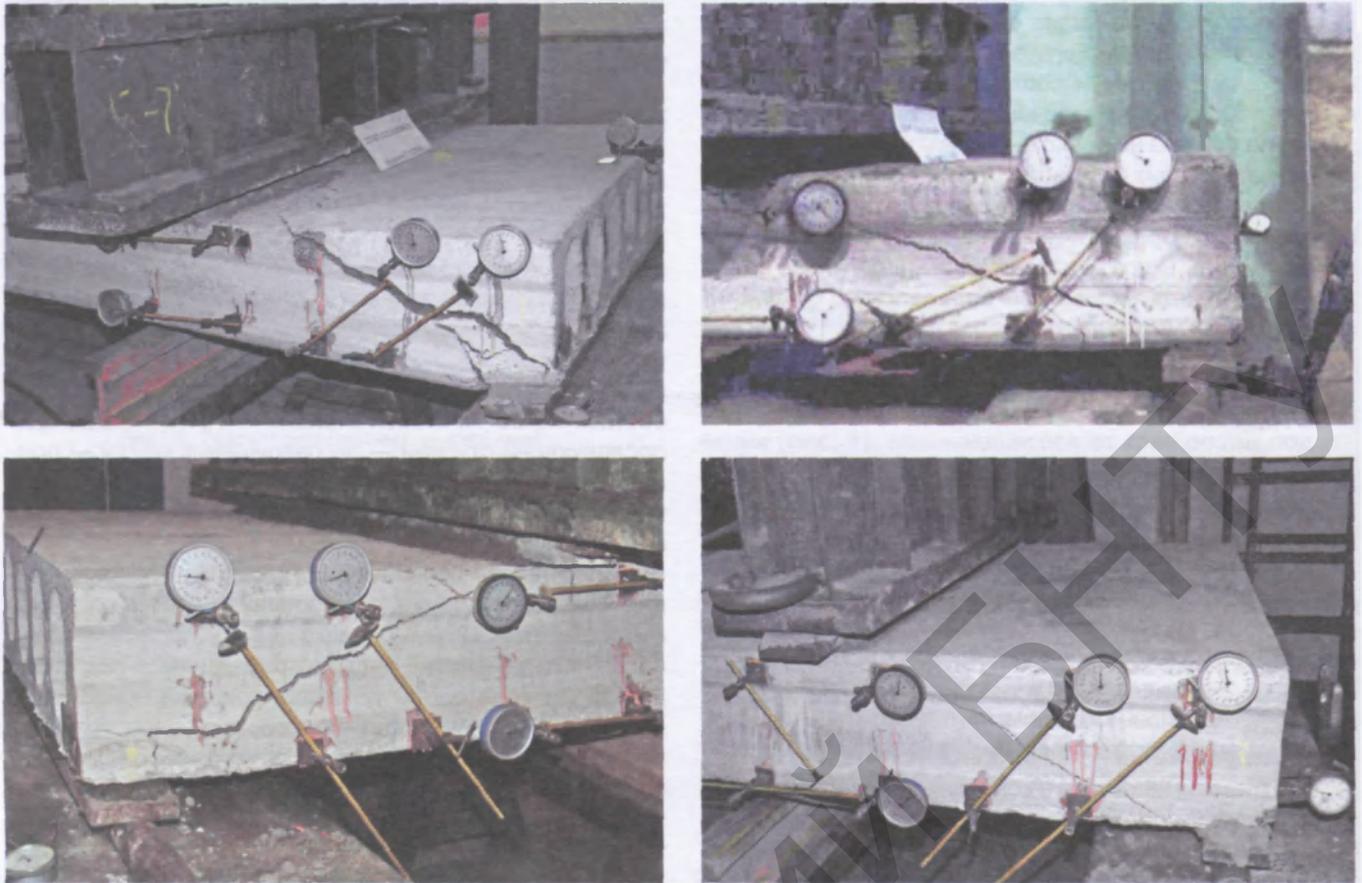


Рис. 9. Общий вид разрушения плит первой серии по наклонным сечениям при испытаниях на сдвиг

по проектным исходным данным и номинальным размерам поперечного сечения.

На повышение прочности и разброс в показаниях величины разрушающего усилия могли оказать влияние следующие факторы:

- увеличение (снижение) фактической прочности бетона межпустотных ребер, обусловленное изменением водоцементного отношения за счет дополнительной подачи воды из форсунок на пустотообразователи при формировании;

- отклонение (в большую сторону) фактических размеров толщины межпустотных ребер за счет истирания и износа боковой поверхности пустотообразователей;

- недостаточное уплотнение бетона и неоднородность структуры бетонного массива по межпустотным ребрам от сдвига заполнителя в бетоне при возвратно-поступательном движении пустотообразователей.

При испытании на сдвиг плит второй серии, армированных шестью преднапряженными элементами из канатной арматуры диаметром 12 мм, и доведении на плиту № 19613 нагрузки, на 65 % превышающей расчетную предельную, произошло образование вертикальной трещины по нормальному сечению под силой на расстоянии 650 мм от торца (рис. 10а). При дальнейшем увеличении нагрузки продолжалось раскрытие указанной трещины, и при уровне нагрузки, на 75 % превышающей предельную расчетную нагрузку на сдвиг, наступила потеря несущей способности плиты по нормальному сечению под силой от изгиба, сопровождающаяся вытягиванием канатной арматуры на глубину более 5 мм от торца. Образования вертикальных трещин на подвергаемом сдвигу участке и разрушений всех плит второй серии по наклонному сечению от сдвига достигнуто не было. На такой характер разрушения по

нормальному сечению плиты, испытываемой на сдвиг сопротивлению поперечной силе, могло повлиять недостаточное количество рабочей арматуры в нижней зоне при восприятии изгибающего момента.

У плиты-близнеца № 19617 при нагрузке, на 65 % превышающей предельную расчетную нагрузку на сдвиг, произошло образование наклонной трещины (см. рис. 10б) и хрупкое разрушение, сопровождавшееся вытягиванием канатной арматуры относительно торца. Интенсивное развитие деформаций бетона в наклонных сечениях и вытягивание арматуры, как зафиксировано по механическим приборам, наступило одновременно. В отличие от плит первой серии, где наклонная трещина начиналась непосредственно от края опоры, в данном случае начало наклонной трещины смещено от края опоры на 200 мм.

В плите № 19612 на лицевой боковой грани произошло образование наклонной трещины (см. рис. 10в), а с тыльной стороны — вертикальной трещины (см. рис. 10г) под силой при нагрузке, на 65 % превышающей расчетную предельную нагрузку на сдвиг.

На характер разрушения плиты по косому сечению (наклонному с одной стороны и нормальному с противоположной) могло повлиять нарушение жесткости сцепления крайнего каната с бетоном на участке длины зоны передачи напряжений, вызвавшее вытягивание каната со стороны наклонной трещины.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

При обработке и интерпретации результатов тестирования многупустотных плит требуется, согласно [11], чтобы характер разрушения, наблюдаемый при испытании, соответствовал принятой при расчете модели. Усредненные результаты испытаний трех образцов долж-

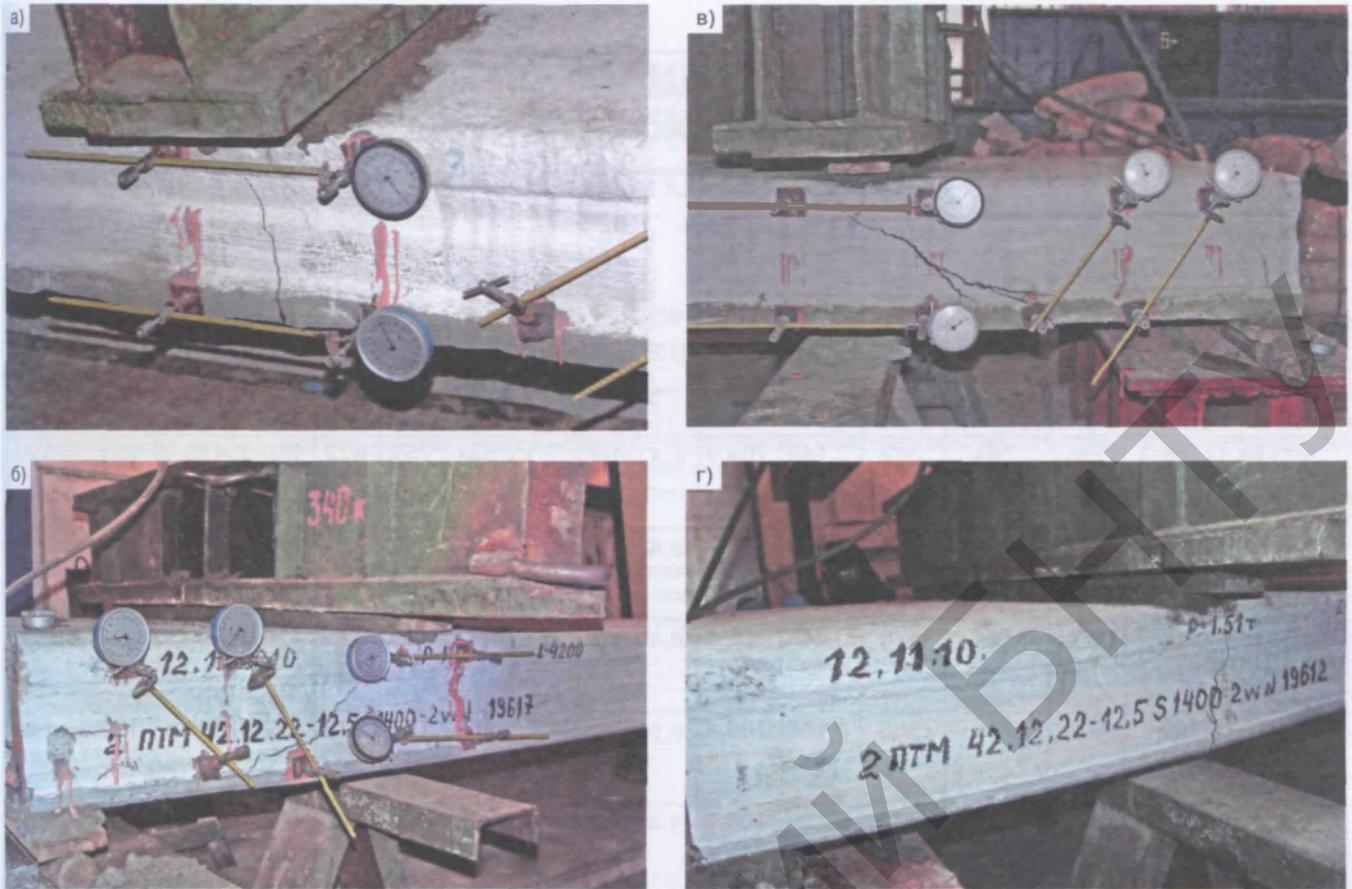


Рис. 10. Общий вид разрушения плит второй серии по нормальным (а, г) и наклонным (б, в) сечениям при испытаниях на сдвиг

ны совпадать или превышать ожидаемую расчетную предельную нагрузку F_{calc} . Оценку несущей способности плит требуется выполнять преимущественно по фактической прочности бетона, измеренной в течение (± 3) дней от даты испытаний непосредственно на цилиндрических образцах (кернах) диаметром не менее 50 мм, высверленных из отпиленных в примыканиях к тестируемым плитам фрагментов длиной (200+5) мм. Вместо высверленных образцов прочность бетона допускается определять по изготавливаемым одновременно с плитами трем кубам или цилиндрам, сохраняемым в одинаковых условиях, или с помощью таблицы 3.1 EN 1992-1 [10], где f_{ck} заменяется на f_{ct} , а f_{ctk} — на f_{ct} при следующих расчетах: $f_{ctm} = 0,30f_c^{2/3}$ для классов бетона $C^{50/60}$ и ниже. Среднее значение этих трех измеренных величин дает фактический предел прочности бетона на сжатие f_c .

В случае, когда фактическая прочность бетона при растяжении f_{ct} измеряется с помощью испытаний вырезанных из плит образцов (рис. 11) на растяжение, необходимо брать среднее значение по трем испытаниям, умноженное на 0,90.

Определенная по контрольным кубам с ребром 150 мм средняя прочность бетона плит первой серии составила $f_{cm} = 65$ МПа, или на 71 % выше средней проектной прочности для бетона класса $C^{50/37}$, равной

$f_{cm} = 38$ МПа и, согласно таблице 3.1 [10], соответствует классу бетона $C^{50/60}$. Поэтому при интерпретации результатов испытаний (таблица 4) и сопоставлении их с принятой расчетной моделью прочностные характеристики бетона испытанных плит, согласно кубиковой прочности, принимали по данным таблицы 3.1 [10].

В плитах второй серии средняя прочность бетона на сжатие составила $f_{cm} = 52,9$ МПа, или 136 % от проектной. Разрушение плит второй серии происходило по нормальному и наклонным сечениям, характеризующим несущую способность плит по восприятию изгибающего момента.

Учитывая преимущественно изгибный характер разрушения плит по нормальному и частично наклонным сечениям, расположенным вблизи плоскости действия сосредоточенной нагрузки, при интерпретации результатов следует рассматривать расчетную модель прочности плиты по восприятию изгибающего момента. Действительно, расчетная прочность нормального сечения плиты при таком армировании ($6\varnothing 12S1400$) составляет $M_{Rd} = 104,69$ кН·м, а предельная — $M_{Rd} = 130,84$ кН·м. При нагрузке на плиту $F_{test} = 187,8$ кН, опорная реакция составила $V_{Rd,c} = 160,3$ кН, а изгибающий



Рис. 11. Фрагмент ребра, вырезанного из плиты, для определения фактической прочности бетона на растяжение

Таблица 4. Результаты испытаний плит на сдвиг

Плита (дата изготовления-испытания)	Класс бетона	Площадь арматуры $8\varnothing 12S1400 A_{pr}$ мм ²	Фактические геометрические характеристики поперечного сечения				Расчетный пролет l_0 , м	Напряжения в арматуре, МПа		Длина зоны передачи напряжений, $l_{зпн}$, мм	Расчетное значение поперечной силы $V_{F_{calc}}$, кН	Расчетное и фактическое значение усилия на домкрате, кН		$F_{test,ult}/F_{calc}$
			Суммарная ширина межпустотных ребер b_w , мм	Площадь бетона A_c , м ²	Расстояние от нижней грани до ц. т. U_c , мм	Момент инерции, I_c , мм ⁴		после передачи натяжения на бетон σ_{pm0}	с учетом всех потерь $\sigma_{m,t}$			F_{calc}	$F_{test,ult}$	
Плита № 17188-1 (1.10.2010–26.10.2010)	C ⁵⁰ / ₆₀	744	382	0,149	104.9	8,41×10 ⁸	7,1	831	759	472	180.5	195.0	151.5	0.77
Плита № 17188-2 (1.10.2010–04.11.2010)	C ⁵⁰ / ₆₀	744	368	0,149	105.7	8,45×10 ⁸	6,53	831	752	472	173.5	189.0	238.0	1.02
Плита № 17189 (01.10.2010–27.10.2010)	C ⁵⁰ / ₆₀	744	373	0,149	106.0	8,48×10 ⁸	7,1	831	759	472	176.6	190.9	194.8	0.84
Плита № 17190 (01.10.2010–29.10.2010)	C ⁵⁰ / ₆₀	744	385	0,150	106.4	8,53×10 ⁸	7,1	831	756	472	181.4	196.1	165.9	1.26
Плита № 19613 (12.11.2010–24.11.2010)	C ⁴⁵ / ₅₅	558 (S1400)	382	0,149	104.9	8,41×10 ⁸	4,1	835	783	480	161.6	187.1	187.8	1,003

момент в нормальном сечении — $M = 96,2$ кН·м, что соответствует моменту трещинообразования.

ВЫВОДЫ

1 Выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния приопорных участков и условий сцепления арматуры и бетона на длине зоны передачи напряжений плит безопалубочного формирования, не имеющих поперечного армирования.

2 Выполнен расчет многпустотных плит на сдвиг по наклонному сечению, расположенному под углом 35° к горизонтальной оси, проведены экспериментальные исследования и дана оценка несущей способности при действии поперечных сил.

3 Полученные результаты позволяют установить действительную несущую способность плит и величины эксплуатационных нагрузок, которые учтены при разработке дополнительных выпусков рабочих чертежей многпустотных плит серии Б1.041.1-4.08.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия Б1.041.1-4.08. Плиты железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования на оборудовании фирмы Weiler Italia для перекрытий и покрытий многоэтажных зданий, вып. 0, 1, 2 и 3 // Минстройархитектуры. — Минск: РУП "Минсктиппроект", рег. № 485 от 24.12.2008.
- Система разработки и постановки продукции на производство. Конструкции, изделия и материалы строительные: ГОСТ 15.901-91. — М: Госстрой СССР, 1992. — 13 с.
- Постановка продукции на серийное производство. Основные требования и порядок проведения работ: СТБ 1309-2002. — Минск: Минстройархитектуры, 2002. — 9 с.
- Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия: СТБ 1383-2003. — Минск: Минстройархитектуры, 2003. — 13 с.
- Состав, порядок разработки и согласования проектной документации в строительстве: СНБ 1.03.02-96. — Введ. 01.11.1996. — Минск: Минстройархитектуры, 1996. — 24 с.
- Порядок согласования и утверждения рабочих чертежей типовых строительных конструкций, изделий и узлов: СНБ 1.02.05-97. — Минск: Минстройархитектуры, 1998. — 25 с.
- Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. — Введ. 01.07.03. — Минск: Минстройархитектуры, 2003. — 139 с.
- Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: Изменение № 1 РБ ГОСТ 8829-94, 2006. — МНТКС. — М., 1997. — 26 с.
- Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ EN 10138-3-2009/ПР (EN 10138-3:2000, IDT). — Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2009. — 10 с.
- Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила проектирования зданий: Еврокод 2: EN 1992-1-1:2009 (EN 1992-1-1:2004+AC:2008, IDT). — Минск: Минстройархитектуры, 2010. — 191 с.
- Изделия железобетонные сборные. Плиты многпустотные: СТБ EN 1168-2005+A2:2009, IDT. — Минск: Госстандарт, 2009. — 66 с.
- Александров, А. В. Сопротивление материалов / А. В. Александров, В. А. Потапов, Б. П. Державин. — М.: Высшая школа, 2000. — 359 с.
- Босаков, С. В. Определение величины втягивания канатов в изгибаемых преднапряженных железобетонных плитах безопалубочного формирования / С. В. Босаков, В. Н. Белевич, Н. С. Щетько // Вестник БрГУ. — 2010. — № 1(61). — С 46–50.
- Трост, Х. Прочность сцепления напрягаемой арматуры и ее значение для образования и ограничения ширины раскрытия трещин. Перевод / Х. Трост. — Ростов-на-Дону, 1982. — 351 с.

Статья поступила в редакцию 08.12.2010.