

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-7-26)
УДК 624.04

EDN: VYHZGO

МЕТОДЫ ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ ЧАСТИЧНОГО ЗАЩЕМЛЕНИЯ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ В ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКАХ НА ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПЛИТ

С.А. ЗЕНИН^{1,✉}, канд. техн. наук
О.В. КУДИНОВ^{1,2}

¹ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

² АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В настоящее время в крупнопанельном домостроении широко применяют многопустотные плиты перекрытий, в том числе плиты безопалубочного формования. Как известно, наличие пустот в плитах перекрытий обладает как преимуществами, так и недостатками с конструктивной точки зрения. Одним из недостатков пустотности сборных элементов плит перекрытий является пониженная несущая способность опорного сечения по сравнению со сплошными плитами. Данное обстоятельство наиболее сильно проявляется при учете эффекта частичного защемления опорной зоны плиты в платформенных стыках крупнопанельного здания. В действующих нормах по проектированию крупнопанельных зданий (СП 335.1325800.2017) прочность опорных сечений при частичном защемлении зависит от величины упруго-пластического момента, значение которого определяется эмпирическим путем и требует проверки. Также требует проверки значение опорного момента от частичного защемления, так как в настоящее время имеются теоретические предпосылки о его недооценке. В связи с этим представляется целесообразным проанализировать имеющиеся подходы к расчетной оценке влияния частичного защемления многопустотных плит перекрытий на прочность опорных сечений плит в платформенных стыках крупнопанельных зданий и при необходимости провести дополнительные экспериментальные и численные исследования по данному вопросу.

Цель. Проанализировать современную практику проектирования узлов крупнопанельных зданий с применением многопустотных плит перекрытий, а также имеющиеся экспериментальные исследования несущей способности платформенных стыков с различными конструктивными решениями.

Материалы и методы. Анализ выполнялся путем изучения положений отечественной и зарубежной нормативно-технической документации, а также результатов экспериментальных исследований, имеющихся в общем доступе.

Результаты. Систематизированы данные по имеющимся в практике проектирования методикам оценки прочности многопустотных плит перекрытий в платформенных стыках крупнопанельных зданий.

Выводы. По результатам работы были проанализированы существующие методики расчетов прочности многопустотных плит перекрытий с учетом их частичного защемления в платформенных стыках крупнопанельных зданий. Рассмотрены методики, принятые в российских и зарубежных нормативно-технических документах, а также опытные исследования по данной тематике. Анализ данных показал, что имеющиеся методы расчета не учитывают в полной мере основные факторы, влияющие на несущую

способность опорных сечений в узлах крупнопанельных зданий, и требуют своего развития. Проведение дополнительных исследований с целью анализа напряженно-деформированного состояния опорных сечений многпустотных плит перекрытий с частичным защемлением в платформенных стыках поможет сформировать уточненную физическую многофакторную модель работы платформенного стыка, а также позволит в ряде случаев оптимизировать его конструктивные решения.

Ключевые слова: частичное защемление, платформенный стык, плита, панель, железобетон, крупнопанельное здание

Для цитирования: Зенин С.А., Кудинов О.В. Методы оценки влияния частичного защемления многпустотных плит перекрытий в платформенных стыках на прочность нормальных сечений плит. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):7–26. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-7-26)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование выполнено в рамках договорных работ между АО «НИЦ «Строительство» и ФАУ «ФЦС».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 11.09.2024

Поступила после рецензирования 24.10.2024

Принята к публикации 31.10.2024

METHODS FOR ASSESSING THE IMPACT OF PARTIAL RESTRAINT OF HOLLOW CORE SLABS IN PLATFORM JOINTS ON THE STRENGTH OF STANDARD SLAB CROSS-SECTIONS

S.A. ZENIN^{1,✉}, Cand. Sci. (Engineering)
O.V. KUDINOV^{1,2}

¹Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

²JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. Currently, hollow core slabs are widely used in large-panel construction, including slabs of formwork-free shaping. Structurally, the presence of voids in slabs has both advantages and disadvantages. One of the drawbacks of hollow precast elements in slabs consists in the reduced load-bearing capacity of the support section compared to solid slabs. This issue is most pronounced when considering the effect of partial restraint in the support zone of the slab in platform joints in large-panel buildings. According to the current design standards for large-panel buildings (SP 335.1325800.2017), the strength of support sections under partial restraint depends on the value of the elastoplastic moment, which is determined empirically and requires verification. The value of the support moment under partial restraint also requires verification due to some current theoretical grounds suggesting its underestimation. Therefore, it seems reasonable to analyze existing approaches to calculating the impact of partial restraint of hollow core slabs on the strength of support sections in platform joints in large-panel buildings and, if necessary, to conduct additional experimental and numerical studies on this issue.

Aim. To analyze the current practice of designing nodes of large-panel buildings using hollow-core slabs, as well as the available experimental studies of the bearing capacity of platform joints with various structural solutions.

Materials and methods. The analysis was conducted by reviewing Russian and foreign regulatory and technical documentation, as well as publicly available results of experimental studies.

Results. The authors have systematized the data on existing methodologies for assessing the strength of hollow core slabs in platform joints in large-panel buildings.

Conclusions. The study analyzed existing methodologies for calculating the strength of hollow core slabs considering their partial restraint in platform joints in large-panel buildings. The authors examined methodologies adopted in Russian and foreign regulatory documents, as well as experimental studies on the topic. The analysis indicated that current calculation methods may neglect the main factors affecting the load-bearing capacity of support sections in joints in large-panel buildings and require further development. Additional research aimed at analyzing the stress-strain state of support sections of hollow core slabs with partial restraint in platform joints will be instrumental in developing a refined physical multifactor model of joint behavior and optimizing structural solutions in certain cases.

Keywords: partial restraint, platform joint, slab, panel, reinforced concrete, large-panel building

For citation: Zenin S.A., Kudinov O.V. Methods for assessing the impact of partial restraint of hollow core slabs in platform joints on the strength of standard slab cross-sections. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):7–26. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-7-26)

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

The study was carried out within the framework of contractual works of JSC Research Center of Construction and Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 11.09.2024

Revised 24.10.2024

Accepted 31.10.2024

Введение

Многopустотные плиты перекрытий являются одним из наиболее оптимальных конструктивных решений при устройстве плит перекрытий в крупнопанельном строительстве. Наиболее технологичной при производстве таких плит является технология безопалубочного формования. Однако применение такой технологии имеет ряд недостатков: она не позволяет обеспечить достаточную анкеровку продольной арматуры в приопорных зонах плит, установить поперечную арматуру, а также закладные детали без специальных технологических приемов. Наряду с другими эти обстоятельства приводят к необходимости более осторожной оценки прочности приопорных участков таких плит в платформенных стыках с учетом частичного защемления.

В статье выполнен сравнительный анализ требований, содержащихся в отечественных и зарубежных нормативных документах, а также имеющихся результатов исследований, касающихся влияния различных факторов на прочность опорных сечений многopустотных плит перекрытий в стыках платформенного типа в зданиях из сборного железобетона.

Целью работы является анализ имеющихся методик расчетов стыков платформенного типа при частичном защемлении многopустотных плит перекрытий в стенах крупнопанельных зданий, а также данных соответствующих экспериментальных исследований.

Материалы и методы

Как показал анализ отечественной научно-технической, нормативной и методической литературы, большая часть отечественных экспериментальных исследований касается работы узлов сопряжения железобетонных плит безопалубочного формования с кирпичными и блочными стенами.

В исследовании С. В. Лисова, П. И. Веккера, А. А. Петянина [1] приводятся особенности работы плит безопалубочного формования (далее – плит ПБ) в платформенных стыках, в частности, установлено снижение прочности узла сопряжения по причине наличия пустот в опорной зоне плит и действия изгибающих моментов в опорных сечениях плит, имеющих защемление в платформенном стыке. Опорный момент в данном случае воспринимается в основном бетонным сечением, так как верхняя арматура отсутствует или ее анкеровка недостаточна. Вероятность возникновения трещин в приопорной зоне зависит от этажности здания, а также глубины заделки плит. На рис. 1 приведены различные конструктивные решения, увеличивающие прочность платформенных стыков, предлагаемые в работе [1].

Отдельно следует отметить работы отечественного исследователя В. Г. Крамаря, в которых освещена рассматриваемая проблема. В работе [2] приведен анализ результатов, полученных при испытаниях на прочность заделки преднапряженных плит ПБ (рис. 2) в кирпичные и блочные стены. При проектировании опытных образцов отрицательный

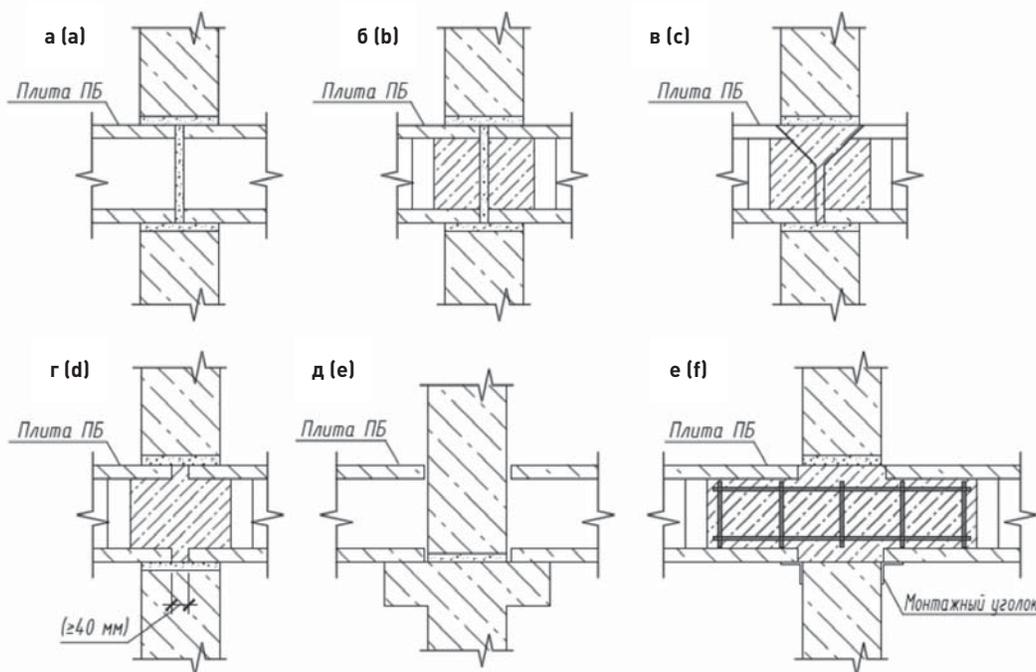


Рис. 1. Узлы опирания плит ПБ в горизонтальном стыке крупнопанельного здания [1]: а – платформенный стык; б – платформенный стык с замоноличенными пустотами; в – платформенный стык с подрезкой плиты перекрытия; г – платформенно-монолитный стык; д – контактный стык; е – монолитный стык

Fig. 1. Support nodes for slabs of formwork-free shaping in a horizontal joint of a large-panel building [1]: а – platform joint; б – platform joint with grouted voids; в – platform joint with a cut slab; д – platform-monolithic joint; е – contact joint; ф – monolithic joint

момент, возникающий на опорных участках панелей перекрытия на кирпичные и блочные стены, принимался равным 15% от пролетного расчетного момента.

Испытания были выполнены на опытных образцах, имеющих один и два пролета перекрытий, при этом один конец плит имел защемление. Также был предусмотрен эталонный образец по схеме свободно опертой балки для сравнительного анализа.

При конструировании опытных образцов учитывали различные варианты возможной работы платформенных стыков в конструктивной системе здания, в связи с этим были рассмотрены варианты глубины заделки со значениями 10, 15 и 20 см и величины сжимающих напряжений в стыках со значениями 1; 1,5; 2 и 4 МПа, моделирующие нагрузку от различного количества этажей.

Момент образования трещин в опорном сечении в работе [2] по опытным данным предлагается определять по формуле:

$$M_{Т.оп}^{исп} = l_p (R_{Т.оп}^{исп} - P_{Т.оп}^{исп}), \quad (1)$$

где $R_{Т.оп}^{исп}$ – реакция на свободной опоре;

$P_{Т.оп}^{исп}$ – сосредоточенная внешняя сила в $1/4$ пролета в момент образования трещины на защемленной опоре.

Расчетный момент трещинообразования предлагается определять по формуле:

$$M_{Т.оп}^{теор} = R_p W_T^B - N_{0,2} (e_0 - r_{я}^H), \quad (2)$$

где R_p – фактическая прочность бетона на растяжение;

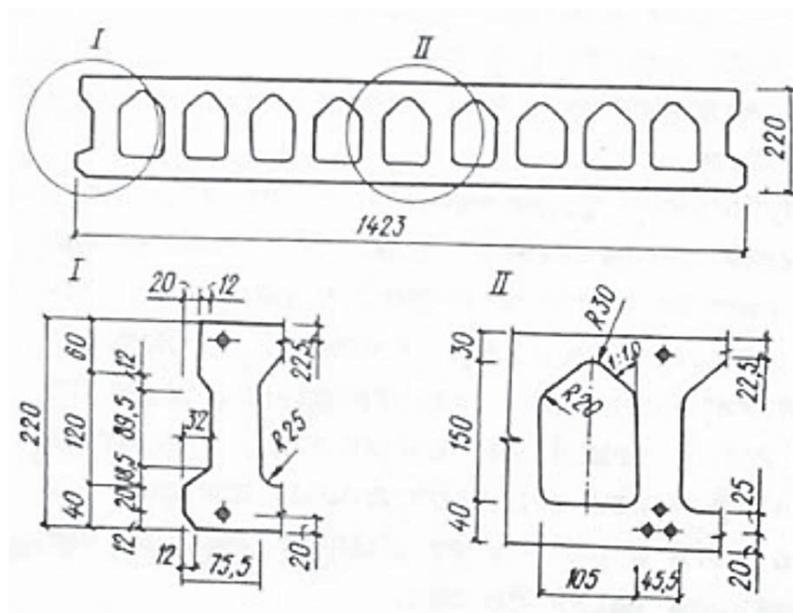


Рис. 2. Поперечное сечение плит перекрытий [2]

Fig. 2. Cross-section of slabs [2]

W_T^B – момент сопротивления приведенного сечения плит для крайнего (верхнего) растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутой зоны бетона;

$N_{0,2}$ – величина усилия предварительного натяжения в арматуре с учетом всех потерь и снижения усилий в арматуре в пределах зоны анкеровки;

e_0 – эксцентриситет усилия $N_{0,2}$ относительно центра тяжести сечения;

$r_{я}^H$ – расстояние от нижней ядровой точки до центра тяжести сечения.

Сравнение полученных по формулам (1) и (2) значений показало удовлетворительную сходимость, однако для случая защемления панелей в блоках при $\sigma_{сж} = 4$ МПа трещины появились при моменте, полученном по формуле (2).

Учет податливости узла опирания плит предлагается оценивать коэффициентом K :

$$K = \frac{M_{T,оп}^{исп}}{M_{T,оп}^y}, \quad (3)$$

где $M_{T,оп}^y$ – изгибающий момент в опорном сечении плиты, вычисленный при жесткой заделке,

принимаемый равным $M_{T,оп}^y = -9/32 P_{T,оп}^{исп} \times l_p$.

На основе анализа полученных опытных данных авторами предложены различные значения коэффициента K , которые для стен из кирпича принимаются равными от 0,51 до 0,79, для блочных стен – от 0,73 до 0,82.

Таким образом, согласно выводам работы [2], определение изгибающего момента в опорном сечении плиты может выполняться как при жесткой заделке плиты с дополнительным учетом коэффициента степени защемления K . Значения коэффициента K принимают в зависимости от глубины заделки плиты и величины обжатия стены.

В последующей работе В. Г. Крамаря и др. [3] на основе результатов исследований предлагается формула для определения момента образования трещин для панелей со смешанным армированием:

$$M_T = KM_T^H, \quad (4)$$

где M_T^H – момент образования трещин согласно СНиП II-21-75 [4];

K – коэффициент, учитывающий влияние неравномерности обжатия и наличия ненапрягаемой арматуры в момент образования трещин.

Согласно СНиП II-21-75 [4] момент образования трещин:

$$M_T = R_{pII} W_T \pm M_{об}^a, \quad (5)$$

где $M_{об}^a$ – момент усилия N_0 относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны сечения плиты;

W_T – момент сопротивления приведенного сечения плиты для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона. В действующем в настоящее время СП 335.1325800.2017 [5] приведены указания по учету частичного защемления опорных участков плит перекрытий крупнопанельных конструктивных систем. Образование опорных (отрицательных) моментов от частичного защемления сборных элементов плит в горизонтальных стыках после установки вышерасположенных панелей стен при расчетах плит перекрытий может быть учтено конструктивно.

При соблюдении условия (6) дополнительных конструктивных мероприятий в опорных сечениях не требуется.

$$M_{\text{оп}} \leq \bar{M}_{bt}, \quad (6)$$

где $M_{\text{оп}}$ – опорный момент от частичного защемления;

\bar{M}_{bt} – несущая способность нормального сечения плиты перекрытия на опорном участке.

Опорный момент от частичного защемления $M_{\text{оп}}$ определяют по формуле:

$$M_{\text{оп}} = k \frac{ql^2}{8}, \quad (7)$$

где k – коэффициент, принимаемый равным 0,4;

q – постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты;

l – пролет плиты.

Согласно действующим нормам [5] допускается принимать значение коэффициента k по результатам испытаний горизонтальных стыков при условии согласования результатов и методов испытаний с разработчиками норм.

Несущую способность нормального сечения плиты \bar{M}_{bt} определяют по формуле:

$$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}, \quad (8)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению по предельным состояниям первой группы;

$W_{pl} = 1,75W_0$ – пластический момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры для крайнего растянутого волокна;

W_0 – упругий момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры, определяемый согласно общим правилам сопротивления материалов для крайнего растянутого волокна.

Если условие (6) не соблюдается, необходимо с помощью конструктивных мероприятий обеспечить усиление опорной зоны плит перекрытий. Усиление выполняют путем установки дополнительной арматуры (отдельными стержнями или плоскими каркасами) в продольные межплитные швы или в предварительно вскрытые пустоты многопустотных плит перекрытий с последующим замоноличиванием.

Допускается в качестве конструктивных мероприятий усиления опорной зоны плит перекрытий использовать армированную бетонную стяжку по верху плиты толщиной не менее 40 мм.

Во всех случаях необходимо обеспечить требуемую анкеровку арматуры согласно СП 63.13330.2018 [6].

Дополнительно согласно нормам [5] при расчете плит перекрытий на изгибающий момент от частичного защемления для опорных участков необходимо выполнять проверку наклонных сечений по прочности согласно СП 63.13330.2018 [6].

Нормативные документы предыдущих поколений (Пособие [7]) также рассматривают особенности проектирования платформенных стыков конструкций в крупнопанельных зданиях. Согласно Пособию [7] при платформенном стыке многопустотных плит перекрытий со стенами рекомендуется предусматривать конструктивно-технологические

меры повышения прочности опорных сечений. Кроме того, согласно [7], сборные плиты, не имеющие специальных связей для обеспечения неразрезности на опорах, необходимо рассчитывать по прочности без учета эффекта защемления. При работе плиты, имеющей платформенный стык, на изгиб из плоскости в двух направлениях допускается принимать углы плиты, закрепленные от подъема. При этом следует отметить, что четких указаний по расчету опорного момента нет.

Более ранние нормы – ВСН 32-77 [8], предшествующие Пособию [7], рекомендаций по определению значений опорных моментов также не включают.

Отдельно следует отметить, что в нашей стране было разработано достаточно большое количество серий для проектирования и производства многопустотных плит безопалубочного формования. Отдельные серии включают в себя и рекомендации по проектированию.

В частности, согласно 453 серии УралНИИПроект [9], опорные моменты предлагается вычислять по формуле:

$$M_{\text{оп}} = Kql_p^2, \quad (9)$$

где $K = 1/24-1/20$ – при глубине опирания 150 мм на несущие кирпичные стены и стены из мелких блоков из ячеистых и легких бетонов класса по прочности на сжатие не более В5;

$K = 1/18-1/16$ – при опирании на стены крупноблочных зданий из легких бетонов класса по прочности на сжатие не более В7,5;

q – нагрузка сверх собственного веса плит при $\gamma_f = 1$.

Условие, при выполнении которого не требуется усиление опорных участков, определяется по (6).

В харьковской серии [10] также предлагается определять момент по формуле (9). Условие, при выполнении которого не требуется усиление опорных участков, определяется по (8), однако значение пластического момента сопротивления сечения определяется по формуле:

$$W_{pl} = 1,5W_0 \quad (10)$$

Согласно московской серии 568 [11] для многопустотных плит в платформенных стыках прочность нормального сечения определяется образованием трещин от действия изгибающего момента в зоне защемления. В серии указано, что на основании результатов проведенных исследований опытный опорный изгибающий момент, при котором образуются трещины, существенно ниже значения опорного изгибающего момента при жестком защемлении в упругой постановке.

Для оценки податливости соединения плита/стена введен коэффициент степени защемления k . Значение коэффициента k принимают из соотношения опытного момента и момента при жестком защемлении, что аналогично предложению работы [2] (см. формулу (3)). Проверку прочности выполняют из условия:

$$M_{\text{оп}} \leq M_{\text{crc}}, \quad (11)$$

где $M_{\text{оп}}$ – опорный момент;

M_{crc} – момент трещинообразования.

Опорный момент определяется по формуле:

из условия:

$$M_{\text{оп}} = \frac{Kql^2}{12}, \quad (12)$$

где q – полезная расчетная равномерно распределенная нагрузка сверх собственной массы плиты;

k – коэффициент степени защемления, принимаемый по табл. 1.

Значение момента образования трещин определяют по формуле:

$$M_{\text{crc}} = \gamma_{b4} W_{pl} R_{bt} \quad (13)$$

где W_{pl} – пластический момент сопротивления для верхней грани плиты;

$\gamma_{b4} = 0,75$ – коэффициент условий работы бетона;

$R_{bt} = 14 \text{ кг/см}^2$ – для тяжелого бетона В40.

В дополнении к 464 серии УралНИИПроект [12] разработаны рекомендации по проектированию узлов опирания многопустотных плит перекрытий на стены зданий из различных материалов. В них рассмотрен фрагмент рамы в пределах двух этажей с односторонней заделкой. Опорные моменты определяются стандартным расчетом поперечной рамы в упругой стадии без учета податливости узлов.

При расчете плит длиной от 5 до 8 м с опорой на кирпичную стену допускается определять момент на опоре по формуле:

$$M_{\text{оп.упр.}} = \frac{K_1 ql^2}{8}, \quad (14)$$

где k_1 – коэффициент снижения моментов полного защемления за счет общего изгиба элементов поперечной рамы, $k_1 = 0,75-0,9$.

Опорный момент для плит высотой 220–300 мм из бетона классов В30–В40 с опорой на кирпичную стену определяют по формуле:

$$M_{\text{оп}} = M_{\text{оп.упр.}} K, \quad (15)$$

где K – обобщенный коэффициент податливости узла, $K = 0,115-0,621$.

Согласно [13] значение опорного момента определяют по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{17}, \quad (16)$$

Таблица 1

Значение коэффициента k [11]

Table 1

Value of coefficient k [11]

Глубина опирания плиты, $l_{\text{оп}}$, см	Значение коэффициента k	
	Кирпичная стена	Железобетонная и блочная стена
100	0,5	0,7
165	0,75	0,85
220	1,0	1,0

где q – полезная равномерно распределенная нормативная нагрузка.

Среди зарубежных исследователей необходимо отметить в первую очередь работы белорусских специалистов, затрагивающие изучение работы платформенных стыков с учетом частичного защемления.

В частности, в серии Б1.041, разработанной НИПТИС им. Атаева С.С. для плит безопалубочного формования [14], при расчете нормальных сечений опорных участков плит, опертых на кирпичные и блочные стены, опорный момент определяют по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{17}, \tag{17}$$

где q – полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка.

В 2009 году этим же институтом выпущены рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий с применением плит безопалубочного формования [15]. Согласно данным рекомендациям опорный момент определяют по формуле:

$$M_{\text{оп}} = M_1 + M_2, \tag{18}$$

где M_1 – изгибающий момент от вертикальной опорной реакции, кНм;

M_2 – изгибающий момент от реакции сил трения, кН.

Значение изгибающего момента M_1 определяют по формуле:

$$M_1 = \frac{aR}{3}, \tag{19}$$

где a – длина опорного участка, м (рис. 3);

R – вертикальная опорная реакция, определяемая по результатам расчета плиты, кНм.

Значение изгибающего момента M_2 определяют по формуле:

$$M_2 = p \times a \times f \times d \tag{20}$$

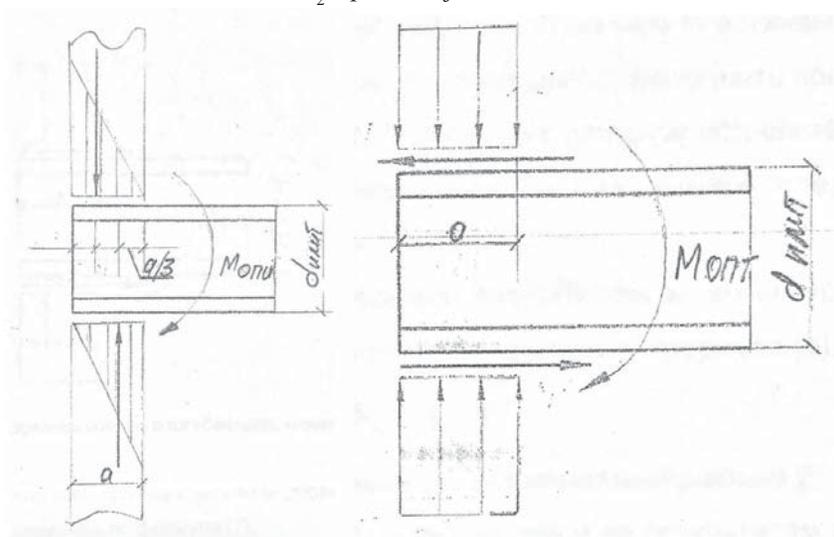


Рис. 3. К определению момента M_1 (слева) и M_2 (справа) по [15]
 Fig. 3. Determination of moments M_1 (left) and M_2 (right) according to [15]

где a – длина опорного участка, м;

f – коэффициент трения, принимаемый равным 0,8;

d – высота плиты;

p – среднее давление на плиту перекрытия, кПа, $p = \frac{R}{ab}$,

где b – ширина плиты, м.

Исходя из значения изгибающего момента в плите от частичного защемления на опоре определяют максимальную нагрузку на плиту по формуле:

$$g_{p,пр} = k \left(g - \frac{8M_{оп}}{L^2} \right), \quad (21)$$

где $M_{оп}$ – изгибающий момент от частичного защемления на опоре, кНм;

g – расчетная равномерно распределенная нагрузка на плиту шириной 1 м (без учета собственного веса), кПа;

L – расчетный пролет плиты, м;

k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,3.

Этим же институтом была выпущена серия для плит ПБ на оборудовании компании «Вибропресс» [16], где приведены максимально допустимые значения изгибающих моментов в опорном сечении плиты при частичном защемлении в зависимости от ее класса бетона по прочности на сжатие. При возникновении больших моментов рекомендуется усиление плит согласно рекомендациям [15].

В работе А. Д. Лазовского [17] приведены результаты опытных исследований, связанных с оценкой прочности нормальных сечений плит ПБ с учетом их защемления в платформенных стыках (рис. 4). Также автором выполнено сравнение опытных значений изгибающего момента в опорном сечении плиты при частичном защемлении с теоретическими значениями, полученными по различным методикам.

Анализ полученных результатов, приведенный в табл. 2, показал расхождение опытных значений опорного момента с расчетными значениями, полученными с предложениями работ [3, 14, 15 и 17] от 2% до 5 раз, наилучшую сходимость показала методика работы [3] – 2–8%.

При этом автором отмечается, что рассмотренные в работе [17] методики позволяют учесть изгибающий момент в опорном сечении плиты только в предельном состоянии по прочности, т. е. при разрушении. Также автором обращается внимание на отсутствие

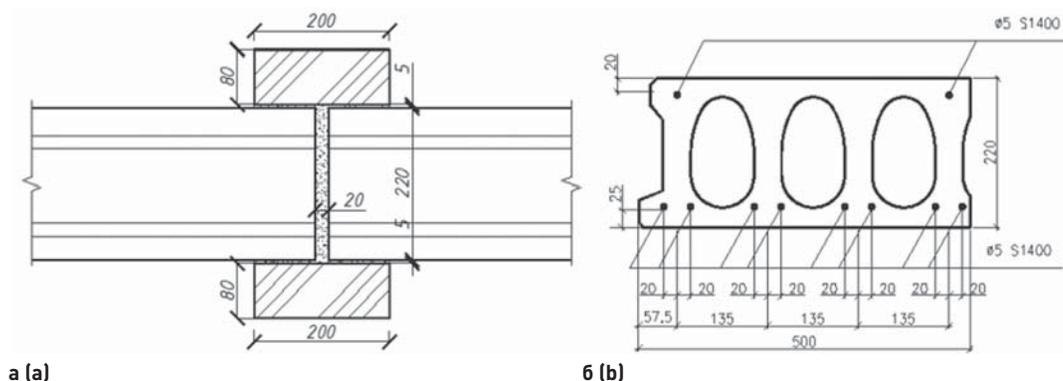


Рис. 4. Узел сопряжения (а) и схема армирования (б) многопустотных плит опытных образцов в [17]
Fig. 4. Junction (a) and reinforcement scheme (b) in hollow-core slabs of experimental samples in [17]

Таблица 2

Результаты испытаний для плит, защемленных в блочную стену [17]

Table 2

Results of tests for slabs restrained in a prefab wall [17]

Шифр фрагмента	Опорный момент (среднее опытное значение), кН·м	$M_{оп}$, кН·м, по [3]	$M_{оп}$, кН·м, по [15]	$M_{оп}$, кН·м, по [14]	Предельный опорный момент по [17]
ПС-1 (с прижатием 3 т)	-30	-32,52	-6,08	-11,9	-21,1
ПС-2 (с прижатием 20 т)	-34,56	-33,9	-40,53	-11,9	-21,1
Жесткая заделка		-45,8			
Шарнир		0			

методик, позволяющих учитывать фактическую работу плит ПБ в зоне платформенного стыка с установлением напряженно-деформированного состояния в плитах перекрытия на различных этапах их нагружения.

В исследовании В. М. Чика и С. Б. Щербака [18] при помощи численного моделирования рассматривается работа платформенного стыка многопустотных плит при опирании на железобетонные стены. Рассмотрены различные схемы опирания, в том числе учитывающие различные уровни вертикального обжатия стыка: со свободным опиранием, с опиранием глубиной 80 и 200 мм. По итогам исследования авторами установлено, что вертикальное обжатие стыка оказывает влияние на его работу, а также на работу конструкции плиты в пролете.

В европейском нормативном документе Eurocode 2 [19] имеется указание о необходимости выполнения расчета опорного сечения изгибаемого элемента на действие изгибающего момента, возникающего от эффекта частичного защемления даже в тех случаях, когда при расчете принимается свободное опирание. Значение опорного изгибающего момента от частичного защемления принимают не менее доли β_1 от наибольшего пролетного изгибающего момента. Рекомендуемое значение β_1 равно 0,15.

В EN 1168-2005+A2:2009 [20] предлагаются следующие возможные варианты учета отрицательного момента на опорах:

- конструирование узлов опирания, не допускающих возникновение отрицательных моментов;
- проектирование конструкций и узлов таким образом, чтобы трещины не приводили к возникновению аварийных ситуаций;
- проектирование на основе расчета.

Согласно [20] опорный изгибающий момент (рис. 5) определяют как наименьшее значение, полученное по формулам (22) или (23):

$$M_{Edf} = \frac{M_{Eds}}{3}, \tag{22}$$

где $M_{Eds} = \gamma_G(M_{gs} - M_{ws}) + \gamma_Q M_{qs}$ – полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка;
 M_{gs} – максимальное нормативное значение пролетного изгибающего момента от постоянных воздействий;

- M_{qs} – то же, от переменных воздействий;
- M_{ws} – то же, от собственного веса элементов;

γ_G, γ_Q – коэффициенты надежности по нагрузке для постоянных и кратковременных воздействий.

$$M_{Edf} = 2/3 N_{Edt} a + \Delta M, \quad (23)$$

где ΔM – принимают равным наибольшему значению из: $\Delta M = f_{ctd} W$ или $\Delta M = f_{yd} A_y d + \mu_b N_{Edt} h$.

Если шов между торцами элементов меньше 50 мм или швы не заполнены раствором, то ΔM принимают равным наименьшему значению:

$$\Delta M = \mu_b N_{Edt} h \quad (24)$$

или

$$\Delta M = \mu_0 N_{Edb} h, \quad (25)$$

где a – длина опоры, показанная на рис. 5;

A_y – площадь поперечного сечения анкерной арматуры;

d – расстояние от нижней грани плиты до анкерной арматуры;

f_{yd} – расчетное сопротивление растяжению стали;

N_{Edt} – расчетное значение продольного усилия в вышерасположенном элементе;

N_{Edb} – то же, в нижерасположенном элементе;

W – момент сопротивления сечения поперечного бетонного шва;

μ_0 – коэффициент трения на нижней стороне плиты;

μ_b – то же, на верхней стороне плиты;

μ_0 и μ_b принимают равными 0,8 для бетона по бетону; 0,6 – для бетона по раствору; 0,25 – для бетона по резине или неопрену; 0,15 – для бетона по войлоку.

Усиление узлов сопряжения можно не выполнять, если соблюдается условие:

$$M_{Edf} \leq 0,5(1,6 - h) f_{ctd} W_t, \quad (26)$$

где h – высота поперечного сечения плиты, м;

W_t – момент сопротивления для верхней грани сечения плиты.

Если условие (26) не соблюдается, то необходимо выполнить усиление узла опирания плиты перекрытия на стены по следующим возможным вариантам усиления:

- установка верхней арматуры в плите перекрытия;
- армирование продольных швов или установка арматуры в пустотах плиты;
- устройство армированной стяжки.

Для оценки отрицательного момента в документе *fib Bulletin 43* [21] рекомендуется использовать формулы EN 1168-2005+A2:2009 [20]. При этом указывается, что нет необходимости учитывать влияние трения или анкерной арматуры, если бетон шва еще не растрескался.

Таким образом, момент до образования трещин в поперечном шве определяется по формуле:

$$M_{rest} = \frac{2}{3} N_{t's} l_s + f_{ctj} W, \quad (27)$$

после образования трещин:

$$M_{rest} = \frac{2}{3} N_{t's} l_s + f_y A_s d + \mu_t N_t h, \quad (28)$$

где μ_t – коэффициент трения верхней грани плиты;

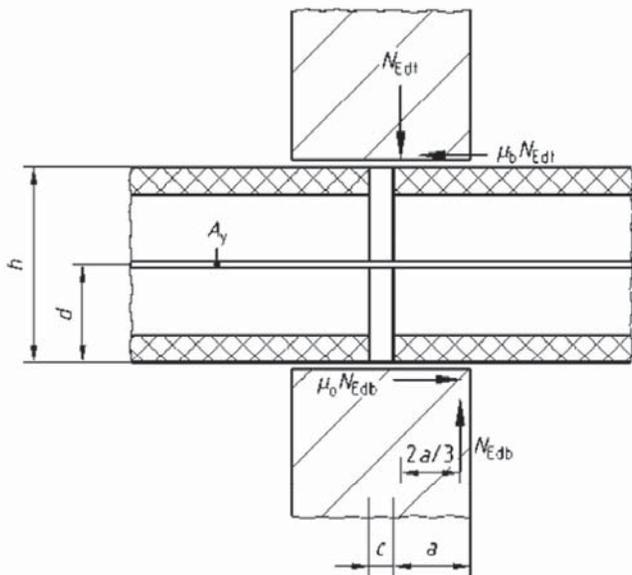


Рис. 5. К определению отрицательных моментов на опоре согласно [20]
Fig. 5. Determination of negative moments on a support according to [20]

f_{ctj} – предел прочности бетона шва;
 N_t – полная нормальная сила в стене у верхней грани плиты;
 W_{cj} – момент сопротивления шва в поперечном сечении (весь шов включая заполнение пустот).

Для оценки максимальной осевой удерживающей силы N_{restr} используют следующие выражения:

если поперечный шов не имеет трещин:

$$N_{restr} = f_{ctj} A_j, \tag{29}$$

если поперечный шов имеет трещины:

$$N_{restr} = \frac{\mu_t N_t + \mu_b N_b}{2} + f_y A_s, \tag{30}$$

где A_j – полная площадь поперечного сечения шва (включая заполнения пустот);

μ_b – коэффициент трения нижней грани плиты;

N_b – полная нормальная сила в стене у верхней грани плиты.

Для восприятия отрицательного момента, возникающего на опоре в руководстве РС1 [22], предлагается установка арматуры перпендикулярно стыку плиты. Рекомендаций по определению значений опорных моментов не приводится.

Выводы

Результаты анализа требований отечественных и зарубежных нормативно-технических документов, опытных исследований и методов расчета прочности опорных сечений многопустотных плит перекрытий в платформенных стыках крупнопанельных зданий с учетом их заземления приведены в сводной табл. 3.

Как показал сравнительный анализ, основными факторами, влияющими на прочность опорных сечений плит при частичном заземлении, являются геометрические характеристики поперечного сечения, а также прочностные характеристики материала плиты. Также

Таблица 3

Сопоставление методик расчетов

Table 3

Comparison of calculation methods

Источник	Опорный момент, $M_{оп}$	Несущая способность, M_{bt}
СП 335.1325800.2017 [5]	$M_{оп} = k \frac{ql^2}{8},$ <p>где k – коэффициент, принимаемый равным 0,4; q – постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты. Соответственно:</p> $M_{оп} = 0,4 \frac{ql^2}{8}$	$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}$ <p>где $W_{pl} = 1,75W_0$ – пластический момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры для крайнего растянутого волокна; W_0 – упругий момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры, определяемый согласно общим правилам сопротивления материалов для крайнего растянутого волокна</p> $\bar{M}_{bt} = 1,75 R_{bt} \times W_0$
Прочность узлов сопряжения преднапряженных многопустотных панелей перекрытий со стенами – В.Г. Крамарь [и др.] [2]	$M_{оп} = k \frac{ql^2}{8};$ соответственно: $M_{оп} = (0,51-0,79) \frac{ql^2}{8}$ или $M_{оп} = (0,73-0,82) \frac{ql^2}{8}$	$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}$ <p>W_{pl} согласно СНиП с учетом арматуры</p>
Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стенового безопалубочного формования ШИФР 0-453-04.0 [9]	$M_{оп} = Kql^2,$ <p>где $K = 1/24-1/20$ или $K = 1/18-1/16$; q – нагрузка сверх собственной массы плит при $\gamma_f = 1$. Соответственно:</p> $M_{оп} = (0,33-0,4$ или $0,44-0,5) \frac{ql^2}{8}$	<p>Согласно СНиП [23]</p> $\bar{M}_{bt} = 1,75 R_{bt} \times W_0$
Серия ИЖ 01/04-10.0 – ТО [10]	Согласно серии 0-453-04.0 [9]. Соответственно: $M_{оп} = (0,33-0,4$ или $0,44-0,5) \frac{ql^2}{8}$	Согласно СНиП [23], где $W_{pl} = 1,5 W_0$ $\bar{M}_{bt} = 1,5 R_{bt} \times W_0$
Плиты «Weiler» (Италия). Серия Б1.041.1-4.10. Вып. 3 [14]	$M = \frac{ql^2}{17}$ <p>где q – полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка. Соответственно:</p> $M = 0,47 \frac{ql^2}{8}$	–

Таблица 1. Продолжение
 Table 1. Continuation

Источник	Опорный момент, $M_{оп}$	Несущая способность, M_{bt}
ШИФР 0-464-09.1 [12]	$M_{оп} = (0,75-0,9) \frac{ql^2}{8}$ (допускается для пролета плиты 5–8 м). Соответственно: $M_{оп} = (0,115-0,621) \frac{ql^2}{8}$	-
ШИФР 0-312 (вып. 0) [13]	$M = \frac{ql^2}{17},$ где q – полезная равномерно распределенная нормативная нагрузка. Соответственно: $M = 0,47 \frac{ql^2}{8}$	$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}$ согласно СНиП [4]
Р 1.03.055.09 [15]	$M_{оп} = \frac{aR}{3} + Rfd,$ где a – длина опорного участка, м; f – коэффициент трения, $f = 0,8$; d – высота плиты. Соответственно, при $R = \frac{ql}{2}$: $M_{оп} = \left(\frac{4a + 9,6d}{3l} \right) \frac{ql^2}{8}$	Определяют предельно допусаемую нагрузку на плиту $g_{p,пр} = \kappa \left(g - \frac{8M_{оп}}{l^2} \right),$ где g – расчетная нагрузка на плиту шириной 1 м (без учета с/веса); κ – коэффициент, принимаемый равным 1,3
EN 1168-2005 [20]	Наименьшее из двух значений $M_{Edf} = \frac{M_{Eds}}{3}$ $M_{оп} = \frac{2aN}{3} + \max \{ f_{ctd}W; f_{yd}A_yd + fNh \}$ Соответственно, $M_{оп} = 0,33 \frac{ql^2}{8}$, где q – расчетные постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты; $M_{оп} = \frac{2aN}{3} + fNh.$ При $N = R = \frac{ql}{2}$ $M_{оп} = \frac{4(2a + 3fh)ql^2}{3l \cdot 8}$	$\bar{M}_{bt} = 0,5(1,6 - h)f_{ctd}W_t,$ где h – высота плиты в м; W_t – момент сопротивления сечения, связанный с верхним слоем плиты
Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings [19]	$M_{оп} = \beta_1 \frac{ql^2}{8} = 0,15 \frac{ql^2}{8}$	-
FIB Bulletin 43. Structural connections for precast concrete buildings [21]	Момент до образования трещин в поперечном шве: $M_{rest} = \frac{2}{3}Nl_s + f_{ct}W.$ После образования трещин: $M_{rest} = \frac{2}{3}Nl_s + f_yA_s d + \mu_t Nl_h$	-
Дополнение к ИЖ 568-03 [11]	$M_{оп} = \frac{\kappa ql^2}{12},$ где q – полезная расчетная равномерно распределенная нагрузка сверх собственной массы плиты. Соответственно: $M_{оп} = (0,33-0,67) \frac{ql^2}{8}$	Согласно СНиП [23] $M_{срс} = \gamma_{b4} W_{pl} R_{bt}$ где $\gamma_{b4} = 0,75$

Примечание: Прочерк означает отсутствие четких указаний по определению указанной величины.
 Note: A dash means that there is no clear indication of how to determine the specified value.

по результатам исследований на работу стыка оказывает влияние величина обжатия платформенного стыка и глубина опирания плиты. В ряде случаев существующие методики регламентируют только определение величины опорного изгибающего момента, без уточнения несущей способности опорного сечения.

По результатам анализа установлено, что методики расчета, содержащиеся в действующих отечественных и зарубежных нормативных документах, учитывают влияние частичного защемления на прочность опорного сечения плиты преимущественно в виде эмпирических коэффициентов, значения которых варьируются в достаточно широких пределах с учетом различных факторов. В частности, значения изгибающих моментов в опорном сечении плит при их частичном защемлении принимают в виде доли от значения изгибающих моментов в пролетном сечении, принимаемых по шарнирной схеме, которые варьируются в пределах от 0,15 до 0,9, что оказывает весьма существенное влияние на оценку прочности узлов. Значения несущих способностей во всех методиках привязаны к прочности бетона плиты на растяжение, а также ее геометрическим характеристикам, выраженным через упругопластические или условно упругие моменты сопротивлений, что также дает разброс значений порядка 20% при оценке прочности.

В связи с этим методика расчета прочности опорных сечений многопустотных плит перекрытий с учетом их защемления в платформенных стыках нуждается в дальнейшем развитии в части уточнения влияния величины обжатия стыка, а также глубины опирания плиты на прочность элемента. Проведение дополнительных исследований с целью анализа напряженно-деформированного состояния опорных сечений многопустотных плит перекрытий с частичным защемлением в платформенных стыках поможет сформировать уточненную физическую многофакторную модель работы платформенного стыка, а также позволит в ряде случаев оптимизировать его конструктивные решения.

Список литературы

1. Лисов С.В., Веккер П.И., Петянин А.А. Особенности проектирования крупнопанельных жилых домов с возможностью свободной планировки квартир. В: Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры: материалы Всероссийской научно-методической конференции [интернет]. Оренбург: Оренбург. гос. ун-т.; 2018, с. 291–294. Режим доступа: <http://elib.osu.ru/bitstream/123456789/6060/1/291-294.pdf>
2. Крамарь В.Г., и др. Прочность и трещиностойкость узлов сопряжения со стенами зданий преднапряженных многопустотных панелей безопалубочного формования. В: Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений: сб. науч. трудов. Москва: НИИЖБ; 1985, с. 23–34.
3. Крамарь В.Г., Чалкатрян Д.А., Кожухов И.И. Преднапряженные многопустотные панели со смешанным армированием. Бетон и железобетон. 1986;(1):3–5.
4. СНиП II-21-75. Нормы проектирования. Гл. 21. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва: Стройиздат; 1976.
5. СП 335.1325800.2017. Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования [интернет]. Москва; 2017. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/557350458>
6. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (с Изменением № 1) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>
7. Пособие по проектированию жилых зданий (к СНиП. 2.08.01-85). Вып. 3. Конструкции жилых зданий. Москва: Стройиздат; 1989.
8. ВСН 32-77. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. Москва: Госгражданстрой; 1978.

9. Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формирования. Шифр 0-453-04.0. Выпуск 0. Рабочие чертежи. Материалы для проектирования и технические требования. Екатеринбург: УралНИИПроект РААСН; 2005.
10. Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формирования. Шифр ИЖ 01/04-10.0. Выпуск 0. Материалы для проектирования и технические требования. Харьков: Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры; 2010.
11. Рекомендации по применению многпустотных плит перекрытий, изготовляемых способом непрерывного формирования на длинных стендах (дополнение к ИЖ 568-03). Москва; 2005.
12. Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формирования по ТУ 5842-001-89328839-09. Шифр 0-464-09.А. Расчет и конструирование узлов опирания многпустотных плит перекрытий на стены зданий из кирпича или мелких блоков. Выпуск А. Дополнение (рекомендуемое). Екатеринбург: УралНИИПроект РААСН; 2010.
13. Плиты рядовые железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования высотой 220 мм для перекрытий и покрытий многоэтажных жилых, общественных и производственных зданий. Шифр 0-312. Выпуск 0. Москва: ЦИТП Госстроя СССР; 1984.
14. Плиты железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования на оборудовании «Weiler» (Италия) для перекрытий и покрытий жилых, общественных и производственных зданий. Серия Б1.041.1-4.10. Выпуск 3. Минск: Ин-т НИПТИС им. Атаева С.С.
15. Расчет и проектирование дисков перекрытий с применением плит безопалубочного формирования. Р 1.03.055.09. Минск: Ин-т НИПТИС им. Атаева С.С.; 2009.
16. Плиты железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования на оборудовании «Вибропресс» (Россия) для перекрытий и покрытий жилых, общественных и производственных зданий. Серия Б1.041.1-5.10. Минск: Ин-т НИПТИС им. Атаева С.С.
17. Лазовский А.Д. Особенности работы многпустотных плит перекрытий безопалубочного формирования с платформенными стыками. Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F, Строительство. Прикладные науки. 2013;(16):45–50.
18. Чик В.М., Щербак С.Б. Исследование узлов сопряжения плит перекрытия безопалубочного формирования со стеновыми конструкциями. Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2020;(1):112–117.
19. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf>
20. EN 1168-2005+A2:2009. Precast concrete products – Hollow core slabs [internet]. Available at: <https://standards.iteh.ai/catalog/standards/cen/676e9746-3a35-45f9-95be-352a20c64568/en-1168-2005a2-2009>
21. fib Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Sprint-Digital-Druck, Stuttgart; 2008.
22. PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls. Third Ed.; 2015. <https://doi.org/10.15554/mnl-126-15>
23. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва: Госстрой СССР; 1985.

References

1. Lisov S.V., Vekker P.I., Petyanin A.A. Design features of large-panel residential buildings with the possibility of open-plan apartments [internet]. In: The University complex as a regional center of education, science and culture: materials of the All-Russian Scientific and Methodological Conference. Orenburg: Orenburg State University; 2018, pp. 291–294. (In Russian). Available at: <http://elib.osu.ru/bitstream/123456789/6060/1/291-294.pdf>
2. Kramar V.G., et al. Strength and crack resistance of junctions of prestressed hollow panels of formwork molding with walls of buildings. In: Prestressed reinforced concrete structures of buildings and structures: Collection of scientific works. Moscow: NIIZHB; 1985, pp. 23–34. (In Russian).
3. Kramar V.G., Chalkatryan D.A., Kozhukhov I.I. Prestressed hollow panels with mixed reinforcement. Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 1986;(1):3–5. (In Russian).
4. СНиП II-21-75. Design standards. Chapter 21. Concrete and reinforced concrete structures. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1976. (In Russian).
5. SP 335.1325800.2017. Large-panel construction systems. Design rules [internet]. Moscow; 2017. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/557350458>. (In Russian).

6. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions (Changes No. 1) [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>. (In Russian).
7. Handbook on the design of residential buildings (to SNiP. 2.08.01-85). Issue 3. Constructions of residential buildings. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1989. (In Russian).
8. VSN 32-77. Instructions for the design of structures of panel residential buildings. Moscow: Gosgrazhdanstroi Publ.; 1978. (In Russian).
9. Reinforced concrete prestressed floor slabs for bench formwork molding. Cipher 0-453-04.0. Issue 0. Working drawings. Materials for the design and technical requirements. Yekaterinburg: UralNIIProekt RAASN; 2005. (In Russian).
10. Reinforced concrete prestressed floor slabs for bench-type formwork molding. Cipher IZH 01/04-10.0. Issue 0. Materials for design and technical requirements. Kharkiv: Kharkiv State Technical University of Construction and Architecture; 2010. (In Russian).
11. Recommendations for the use of hollow floor slabs manufactured by continuous molding on long stands (supplement to IZH 568-03). Moscow; 2005. (In Russian).
12. Reinforced concrete prestressed floor slabs for bench-free molding according to TU 5842-001-89328839-09. Cipher 0-464-09.A. The calculation and construction of nodes for the support of hollow floor slabs on the walls of buildings made of bricks or small blocks. Issue A. Supplement (recommended). Yekaterinburg: UralNIIProekt RAASN; 2010. (In Russian).
13. Ordinary reinforced concrete slabs, prestressed, prestressed, without formwork, 220 mm high, for floors and coverings of multi-storey residential, public and industrial buildings. Cipher 0-312. Issue 0. Moscow: TSITP Gosstroy of the USSR; 1984. (In Russian).
14. These reinforced concrete multistage structures are designed for the production of equipment "Weiler" (Italy) for hidden and open house, public and industrial buildings. Series B1.041.1-4.10. Issue 3. Minsk: In-t NIPTIS named after Ataeva S.S.
15. Calculation and design of floor discs using formwork molding plates. R 1.03.055.09. Minsk: In-t NIPTIS named after Ataeva S.S.; 2009. (In Russian).
16. Reinforced concrete slabs, prestressed, prestressed, without formwork forming on Vibropress equipment [Russia] for floors and coverings of residential, public and industrial buildings. Series B1.041.1-5.10. Minsk: In-t NIPTIS named after Ataeva S.S. (In Russian).
17. *Lazowski A.D.* Work features of hollow slabs of formless molding with platform seams. Vestnik of Polotsk State University. Part F. Constructions. Applied Sciences. 2013;(16):45–50. (In Russian).
18. *Chik V.M., Shcherbak S.B.* Research of the connections of the interface of the plates of the overlapping of the forming-free forming with wall designs. Vestnik of Brest State Technical University. Series: Construction and Architecture. 2020;(1):112–117. (In Russian).
19. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf>
20. EN 1168-2005+A2:2009. Precast concrete products – Hollow core slabs [internet]. Available at: <https://standards.iteh.ai/catalog/standards/cen/676e9746-3a35-45f9-95be-352a20c64568/en-1168-2005a2-2009>
21. *fib* Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Sprint-Digital-Druck, Stuttgart; 2008.
22. PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls. Third Ed.; 2015. <https://doi.org/10.15554/mnl-126-15>
23. SNiP 2.03.01-84. Concrete and reinforced concrete structures. Moscow: Gosstroy of the USSR; 1985. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Сергей Алексеевич Зенин , канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab01@mail.ru

Sergei A. Zenin , Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab01@mail.ru

Олег Владимирович Кудинов, аспирант, АО «НИЦ «Строительство»; заместитель заведующего лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: lab01@mail.ru

Oleg V. Kudinov, Postgraduate Student, JSC Research Center of Construction; Deputy Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab01@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author