

Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты

Дмитрий Анатольевич ПЕКИН, кандидат технических наук, главный конструктор, e-mail: dpekin@mail.ru
ООО «ИНВ-Строй», 142105 Московская область, г. Подольск, ул. Пионерская, 6-30

Аннотация. Выполнен анализ различных нормативных методик расчета железобетонных плит на продавливание в сравнении с результатами эксперимента. Приводится описание испытанного образца, измерительной аппаратуры и экспериментального стенда. Габариты и материалы для изготовления опытного образца выбирались на основе опыта строительства безбалочных и бескапитальных регулярных монолитных железобетонных каркасов. Представлены результаты экспериментальных исследований фрагмента плитной железобетонной конструкции с целью изучения напряженно-деформированного состояния при реализации механизма продавливания. Приводятся результаты наблюдений, полученные в процессе проведения испытаний. Дается сопоставление характера работы испытанного фрагмента плиты с характером работы полноценной конструкции. Выполнен сопоставительный анализ напряженно-деформированного состояния испытанного образца и результатов расчета несущей способности на продавливание согласно различным нормативным методикам. По результатам эксперимента установлены основные критерии, определяющие реализацию механизма продавливания, и предложена новая методика расчета безбалочных перекрытий на основе принципиально иного подхода в определении несущей способности.

Ключевые слова: плитная железобетонная конструкция, безбалочное перекрытие, бескапитальное перекрытие, опорная зона, механизм продавливания, хрупкое разрушение, экспериментальные исследования.

BENDING EFFECT ON THE MECHANISM OF PUNCHING THE SUPPORT ZONE OF THE REINFORCED CONCRETE SLAB

Dmitrii A. PEKIN, e-mail: dpekin@mail.ru

"INV-Stroy" LLC, Pionerskaya ul., 6-30, Podolsk, 142105, Russian Federation

Abstract. The analysis of various regulatory methods for calculating reinforced concrete slabs for punching and comparing with experiment results is made. The tested sample, measuring equipment and test bench are described. Dimensions and materials for the production of the prototype were chosen on the basis of experience in the construction of girderless and capless regular monolithic reinforced concrete frames. The results of experimental studies of a fragment of a slab reinforced concrete structure in order to study the stress-strain state, when implementing the mechanism of punching, are presented. The results of observations obtained during the tests are presented. A comparison of the nature of operation of the tested fragment of the slab with the nature of operation of the full-fledged construction is given. A comparative analysis of the stress-strain state of the tested sample and the results of the calculation of the bearing capacity for punching according to various normative methods is performed. According to the results of the experiment, the main criteria determining the implementation of the punching mechanism are established, and a new method for calculating girderless floors is proposed on the basis of a fundamentally different approach in determining the bearing capacity.

Key words: slab reinforcing concrete structure, girderless floor, capless floor, support area, punching mechanism, catastrophic failure, experimental research.

Введение

Исследование механизма продавливания плитных железобетонных конструкций на основе теоретических исследований, натурных экспериментов и сравнения результатов расчетов прочности с применением различных методик, реализованных в отечественных нормативных документах и Еврокоде 2 «Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1-1», активно продолжается в последние годы [1–6 и др.].

Известна критика действующих положений отечественных норм в части расчета на продавливание при наличии поперечной арматуры, которые суммируют несущую способность бетона на I стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) и несущую способность поперечной арматуры на III стадии НДС, что, очевидно, не соответствует физической природе механизма разрушения. Также следует отметить другие недостатки нормативных методик расчета на про-

давливание согласно СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»:

- по результатам серии экспериментов [4] выявлено, что при использовании высокопрочных бетонов классов В40 и В45 нормативная методика расчета приводит к существенному завышению несущей способности на продавливание;
- согласно проведенным испытаниям [5] установлено, что при

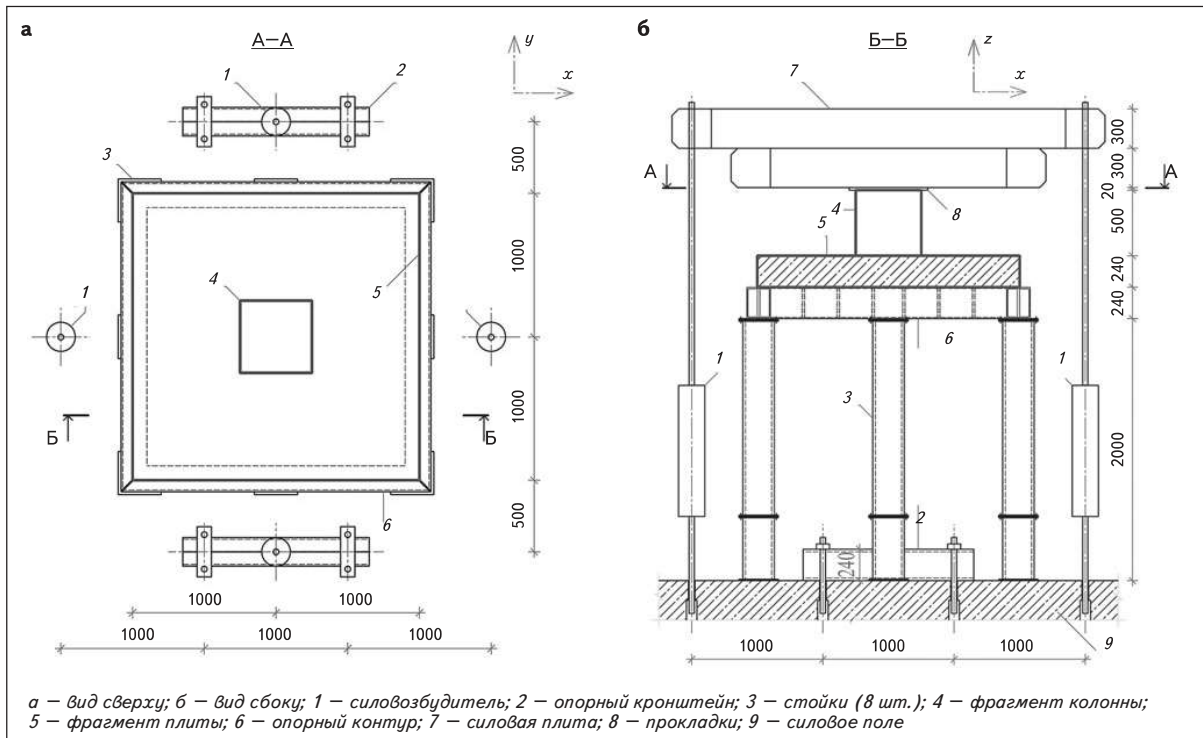


Рис. 1. Образец в испытательном стенде

увеличении габаритов штампов нормативная методика расчета также приводит к завышению несущей способности на продавливание;

- не учитывается фактическая картина НДС опорных зон плитных железобетонных конструкций [6]: продольное армирование в сжатой и растянутой зонах, несимметричное напряженное состояние в ортогональных направлениях и на разных гранях колонн, режим нагружения;
- способ учета действующих в колоннах изгибающих моментов при расчете плит перекрытий на продавливание содержит некоторые противоречия;
- конструктивное требование, изложенное в п. 8.1.46 и 10.3.17 этого СП, в отличие от требований СНиП 2.03.01-84*, по размещению поперечной арматуры в плане на расстоянии не менее $h_0/3$ от граней колонны (грузовой площади) для плитных кон-

струкций большой толщины может приводить к реализации «стесненного» механизма продавливания по аналогии с разрушением свайных ростверков;

- отсутствуют рекомендации по учету реактивного давления грунта для фундаментных плит в отличие от методики СНиП 2.03.01-84* и Еврокода 2, и в соответствии с Еврокодом 2:
- дано полностью эмпирическое определение предельных касательных напряжений в бетоне на основе кубиковой прочности;
- используется равномерное распределение касательных напряжений по рабочей высоте сечения, а не по высоте сжатой зоны бетона;
- существенно занижена несущая способность на продавливание применительно к рассмотренному в данной статье образцу.

Механизм продавливания – один из самых опасных видов

разрушения плитных железобетонных конструкций и зависит от большого количества факторов. В этой связи дальнейшее изучение вопросов, связанных с реализацией механизма продавливания, и освещение новых, неизученных аспектов разрушения является актуальной задачей. Цель данной работы – представить широкому кругу специалистов результаты испытаний монолитной железобетонной плиты, выполненных для сравнения с новым конструктивным решением опорной зоны безбалочного перекрытия, усиленного скрытой металлической капителью [7] в месте сопряжения с колонной.

Описание эксперимента

Для проведения испытаний был изготовлен опорный контур с габаритами в плане $2,16 \times 2,16 \times 0,24(h)$ м из спаренного швеллера № 24 коробчатого поперечно-

го сечения. Опорный контур опирался на восемь стоек высотой 1,2 м, размещенных на силовом полу. Образец плиты был установлен на цементно-песчаном растворе с длиной опирания 100 мм по опорному контуру. Нагрузке осуществлялось через нагрузочную плиту четырьмя гидравлическими силовозбудителями от общего коллектора, способными создавать усилие по 1000 кН каждый. Общий вес оснастки до начала эксперимента составил 80 кН. Далее нагрузка, прикладываемая к фрагменту плиты через колонну, изменялась ступенчато, увеличиваясь на 200 кН с интервалом 20 мин до момента разрушения. Схема испытательного стенда с исследуемым образцом приведена на *рис. 1*.

При изготовлении фрагмента плиты использовались тяжелый бетон класса В30 и арматура класса А500С 18Ø12 мм с шагом 100 мм. Габаритные размеры фрагмента плиты – 2×2×0,24(н) м. Оголовок колонны выполнен в виде куба с размером стороны 0,5 м и конструктивным армированием продольной (4Ø16 мм) и поперечной арматурой (5Ø8 мм с шагом 100 мм).

На арматурные стержни устанавливали по два тензорезистора (ТР-3) марки 2ПКБ-10 с каждой стороны стержня (*рис. 2*). Поверхность арматуры предварительно подготавливали к приклейке тензорезисторов посредством устройства плоских площадок, размещаемых параллельно одна другой с разных сторон. На сжатую поверхность бетона в створе с характерными арматурными стержнями устанавливали тензорезисторы (ТР-2) марки PL-60-11 с шагом 100 мм (*см. рис. 2*). Поверхность бетона также предварительно подготавливали к приклейке тензорезисторов.

В центре нижней грани образца для определения прогибов ус-

1. Относительные деформации бетона и арматуры ε , %

№ датчика	При ступенчато увеличивающейся нагрузке, кН				
	280	480	680	880	1080
<i>Относительные деформации арматуры</i>					
ТР-3-1	0,047	0,134	0,209	0,254	0,338
ТР-3-2	0,045	0,14	0,208	0,254	0,409
ТР-3-3	0,036	0,121	0,186	0,233	0,357
ТР-3-4	0,041	0,126	0,19	0,234	–
ТР-3-5	0,038	0,143	–	–	–
ТР-3-6	0,037	0,118	0,184	0,237	0,369
ТР-3-7	–	–	–	–	–
ТР-3-8	0,032	0,103	0,17	0,234	0,299
ТР-3-9	0,037	0,093	0,15	0,213	0,298
ТР-3-10	0,079	0,162	0,354	0,443	0,57
ТР-3-11	0,042	0,096	0,147	0,199	0,268
ТР-3-12	0,031	0,079	0,122	0,173	0,234
ТР-3-13	0,037	0,086	0,12	0,148	0,226
ТР-3-14	0,039	0,086	0,121	0,151	0,211
ТР-3-15	0,031	0,071	0,107	0,136	0,187
ТР-3-16	0,023	0,056	0,083	0,11	0,164
ТР-3-17	–0,005	–0,002	0	0,01	0,04
ТР-3-18	0,021	0,043	0,109	0,133	0,182
<i>ТР-3-19</i>	<i>0,098</i>	<i>0,228</i>	–	–	–
<i>ТР-3-20</i>	<i>0,034</i>	<i>0,115</i>	<i>0,187</i>	<i>0,243</i>	<i>0,337</i>
<i>ТР-3-21</i>	<i>0,024</i>	<i>0,059</i>	<i>0,092</i>	<i>0,12</i>	<i>0,175</i>
<i>ТР-3-22</i>	<i>0,022</i>	<i>0,064</i>	<i>0,125</i>	<i>0,171</i>	<i>0,234</i>
<i>Относительные деформации бетона</i>					
ТР-2-29	0,024	0,019	0,018	0,026	0,049
ТР-2-30	0,012	0,001	–0,005	0,001	0,03
ТР-2-31	0,007	–0,003	–0,011	–0,004	0,031
ТР-2-32	0,015	0,006	0,001	–0,007	–0,019
ТР-2-33	–0,016	–0,038	–0,053	–0,073	–0,099
ТР-2-34	0,019	0,016	0,014	0,003	–0,012
ТР-2-35	–	–	–	–	–
ТР-2-36	0	–0,007	–0,015	–0,021	–0,025
ТР-2-37	–	–	–	–	–
<i>ТР-2-38</i>	<i>–0,018</i>	<i>–0,04</i>	<i>–0,061</i>	<i>–0,072</i>	<i>–0,059</i>
<i>ТР-2-39</i>	<i>–0,028</i>	<i>–0,052</i>	<i>–0,083</i>	<i>–0,101</i>	<i>–0,124</i>

Примечание. Курсивом выделены показания резервных датчиков.

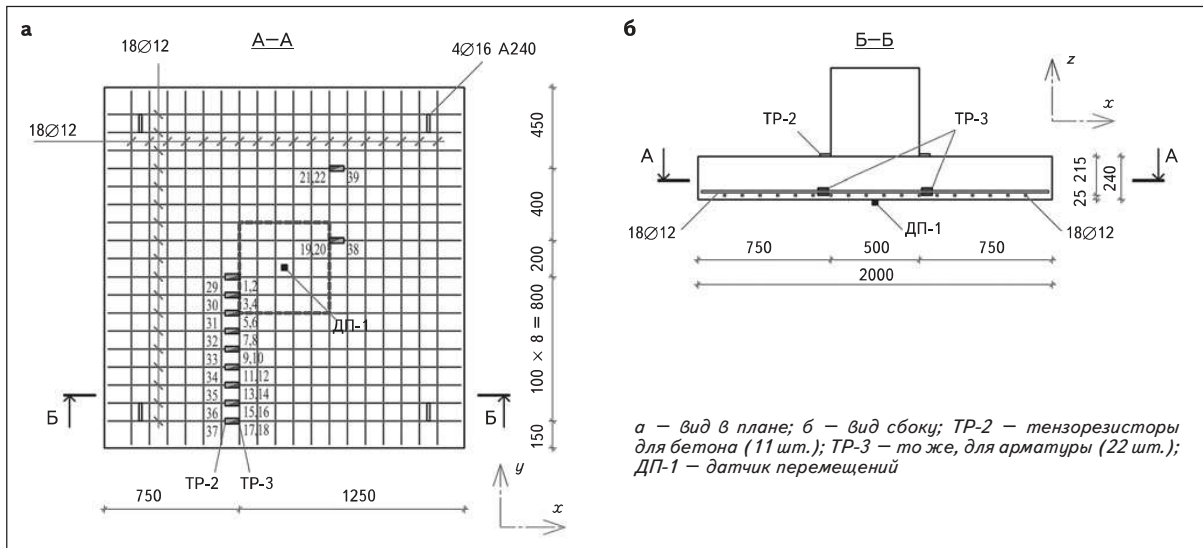


Рис. 2. Фрагмент плиты

танавливали датчик перемещений (ДП-1) марки Вт-718-15 (0-30 мм). Также на нижней поверхности плиты по одной из граней колонны был установлен электронный микроскоп РСЕ-ММ200 (вблизи расположения тензорезисторов) для измерения ширины раскрытия нормальных трещин посредством последующего сравнения с линией-эталоном толщиной 0,4 мм на измерительной линейке (Elcometer 143).

Результаты и обсуждения

В табл. 1 и 2 приведены показания тензорезисторов, установленных на арматуру и бетон, датчика перемещений и электронного микроскопа по мере нагружения

Прочность бетона при сжатии по результатам испытаний образцов-кубов размером $100 \times 100 \times 100$ мм и последующей статистической обработки соответствовала условному классу В27,3 с механическими характеристиками: $R_{b,n} = 20,2$ МПа, $R_{bt,n} = 1,62$ МПа, $E_b = 31200$ МПа. Для сопоставления экспериментальных значений относительных деформаций с характерными величинами на двухлинейных диаграммах

2. Показания датчиков перемещений и электронного микроскопа

Показатель	При нагружении образца ступенчато увеличивающейся нагрузкой, кН					
	280	480	680	880	1080	1180
Вертикальные перемещения по Вт-718-15, мм	0,74	2,40	4,01	5,73	8,71	9,26
Ширина раскрытия нормальных трещин, мм:						
РСЕ-ММ200	0,288	0,352	0,520	0,624	0,736	—
ТР-3-3*	0,086	0,290	0,446	0,559	0,857	—

* Для вычисления использован осредненный шаг кольцевых трещин, равный 240 мм.

деформирования в условиях непродолжительного действия нагрузки использованы следующие значения для бетона ($\varepsilon_{b1} = 0,15$ %, $\varepsilon_{b2} = 0,35$ %, $E_{b,red} = 13467$ МПа) и арматуры ($\varepsilon_{s0} = 0,22$ %, $\varepsilon_{s2} = 2,5$ %, $R_{s,n} = 500$ МПа, $E_s = 200000$ МПа, $\mu_s = 0,5$ %).

Плита в габаритах между опорным контуром и оголовком колонны находится в сложном напряженно-деформированном состоянии, характеризующимся действием изгибающих и крутящих моментов, поперечных сил. В верхней зоне, непосредственно под колонной, в бетоне возникает объемное напряжен-

но-деформированное состояние при действии всех компонентов тензора напряжений.

По периметру опорного контура возникают отрыв и поворот боковых граней плиты от опоры, достигающие максимальных значений в углах образца по мере нагружения, в связи с чем вертикальные нагрузки постепенно начинают передаваться на опорный контур не по всей площади опирания образца, а только через средние части фрагментов плиты. Это объясняет разные по знаку и существенно различающиеся значения относительных деформаций для отдельных стерж-

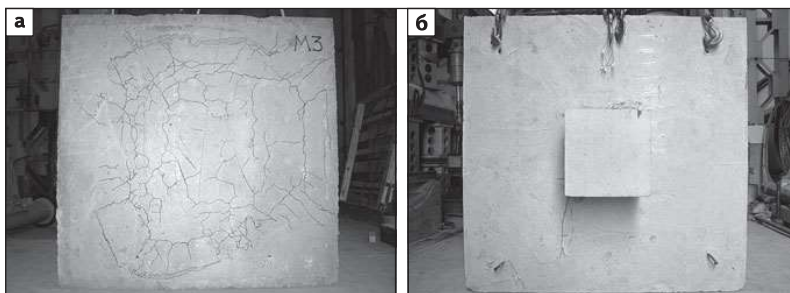


Рис. 3. Нижняя (растянутая) грань плиты (а) и верхняя (сжатая) грань плиты (б)

ней в табл. 1 по данным датчиков 17, 18 и 9, 10 соответственно.

При анализе результатов показаний тензорезисторов арматуры из табл. 1 видно, что пластическая работа материала начинается на 4-м этапе нагружения (880 кН), когда значения относительных деформаций в датчиках 1–10, установленных на половине стержней, превышают на половине стержней, превышают $\varepsilon_{s0} = 0,22\%$. В остальных стержнях на этом этапе нагружения напряжения в арматуре не превышают предела текучести. На следующем этапе, по данным тензорезисторов, деформации всех стержней в этом поперечном сечении, за исключением двух с каждой стороны, переходят в пластическую область диаграммы.

При рассмотрении значений датчиков бетона 29–32 (см. табл. 1) получается, на первый взгляд, совсем не характерная картина НДС – на поверхности сжатого бетона с одной стороны колонны возникает растяжение, далее в процессе нагружения оно преобразуется в сжатие, потом в отдельных зонах снова в растяжение. На примере датчиков 38, 39 видна аналогичная картина, но без перемены знаков напряжений: в датчике 38 по грани колонны относительные деформации существенно меньше, чем в датчике 39, отстоящем от колонны на расстоянии, близком

к толщине плиты. Объяснение этих значений тензорезисторов кроется в особенностях НДС плиты: возникновении локальных зон растяжения на поверхности бетона вокруг периметра колонны в связи с вдавливанием штампа; изгибе плиты в двух плоскостях, с отрывом углов плиты по диагональным направлениям и др. Следует отметить, что максимальные значения относительных деформаций бетона и арматуры при разрушении существенно меньше своих предельных значений, регламентированных при использовании диаграмм состояний.

Взаимосвязь между нагрузкой и вертикальными перемещениями в центре плиты, приведенными в табл. 2, носит практически линейную зависимость в диапазоне 2-го–4-го этапов нагружений, а на 1-м и 5-м этапах более «крутой» и «пологий» характер соответственно. Значение максимального прогиба на 6-м этапе нагружения зафиксировано при нагрузке 1080–1280 кН непосредственно перед разрушением образца без обеспечения принятой для каждого этапа выдержки в 20 мин и возможности снятия показаний всех остальных датчиков.

Разрушение образца на 6-м этапе при нагрузке ~1180 кН носило хрупкий характер, с образованием пирамиды продавливания, и сопровождалось сильным

хлопком, связанным с образованием поверхности отрыва в теле бетона и разделением образца на части.

Картина трещинообразования на нижней грани плиты после разрушения образца представлена на рис. 3а, на верхней грани плиты образовались «сквозная» трещина (верхнее основание пирамиды продавливания) и локальные сколы бетона по периметру колонны, показанные на рис. 3б и 4б соответственно. Трещины, образовавшиеся на нижней и верхней гранях плиты, показаны на рис. 4 крупным планом.

Следует отметить, что на нижней грани плиты в габаритах колонны трещины почти не образовывались в связи с тем, что поперечное сечение плиты совместно с колонной обладает существенно большими геометрическими характеристиками по сравнению с регулярным сечением. Расстояние между кольцевыми трещинами вокруг колонны варьируется от 100 до 300 мм, сами трещины по длине имеют разрывы и пересечения с радиальными трещинами, которые, в свою очередь, почти прямолinéйны вблизи опорного контура, а вокруг колонны в большинстве своем криволинейны и могут значительно отклоняться от первоначального направления.

Значения ширины раскрытия нормальных трещин, полученные экспериментально (по данным электронного микроскопа) и аналитически (по относительным деформациям в арматуре) и приведенные в табл. 2, существенно различаются только на 1-м этапе нагружения, далее полученные результаты показывают удовлетворительную сходимость.

Несущая способность на продавливание по методикам СНиП 2.03.01-84* и СП 63.13330, которые в данном случае почти эквивалентны между собой, составила 962 кН. Коэффициент исполь-

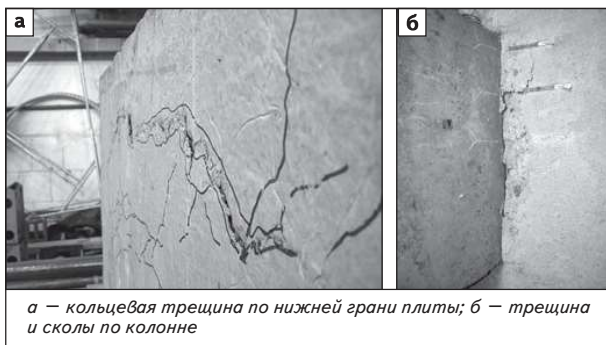


Рис. 4. Трещины, характеризующие пирамиду продавливания

зования по продавливанию, равный отношению расчетной и разрушающей нагрузок, составил $962/1180 = 0,82$.

При расчете продавливания согласно методике Еврокода 2 применяется принципиально иной подход: максимальные напряжения среза (касательные напряжения равномерно распределены по рабочей высоте сечения) на двух разных контурах (по периметру граней колонны и по периметру вокруг колонны на расстоянии $2h_0$) сравниваются с предельно допустимыми напряжениями среза бетона для каждого контура в отдельности.

Коэффициент использования по граням колонны составил $V_{Ed,col}/V_{Rd,max} = 2,82/7,2 = 0,39$ и на внешнем контуре $V_{Ed,u1}/V_{Rd,c} = 1,06/0,80 = 1,33$. Таким образом, при сравнении коэффициентов использования на основе СНиП и Еврокода 2 последний обладает существенным запасом — $1,33/0,82 = 1,62$.

Приведенный изгибающий момент в поперечном сечении плиты с габаритами $2000 \times 240(h)$ мм по грани колонны при нагрузке 1180 кН, полученный на основе усовершенствованной методики [7], составил 206 кН·м, в то время как предельный изгибающий момент данного сечения для наиболее удаленного от грани ряда продольной арматуры ($a = 25 + 12 = 37$ мм) равен 193 кН·м.

Коэффициент использования по изгибу, равный отношению предельного и приведенного изгибающих моментов, составил $206/193 = 1,07$. Очевидно, что в данном случае реализация механизма продавливания могла быть спровоцирована достижением предельной несущей способности плиты при изгибе, и это обстоятельство является одной из предпосылок для совершенствования методики расчета на продавливание.

По результатам эксперимента было также установлено, что поверхность пирамиды продавливания имеет «излом» на гранях колонны, т. е. высота усеченной пирамиды несколько меньше (на величину высоты сжатой зоны бетона вблизи колонны), чем принимаемая в расчетах на продавливание, что можно увидеть на рис. 4б) и схематично показано на рис. 5. В этой связи важно отметить, что высота сжатой зоны бетона указанного поперечного сечения при определении предельного изгибающего момента составила 25,1 мм и несколько превышает соответствующую вертикальную глубину «сквозной» трещины по границе колонны при образовании пирамиды продавливания. Следует также отметить, что высота сжатой зоны в плитных конструкциях является переменной величиной и увеличивается по мере уда-

ления от колонны при снижении уровня сжимающих напряжений. В этой связи возникает необходимость более точного определения высоты сжатой зоны бетона в габаритах колонны в предельной стадии.

Следующее важное обстоятельство, зафиксированное экспериментально и схематично показанное на рис. 5, касается углов наклона пирамиды продавливания, которые ориентировочно составляют 20° . На рис. 3а и 4а двойными линиями показаны участки нижнего основания пирамиды продавливания. Отметим, что отрыв произошел только в верхней и нижней частях плиты, в направлении продольной арматуры, имеющей минимальный защитный слой, а на боковых частях плиты подобные «сквозные» трещины не успели образоваться, поскольку в начале разрушения (после хлопка) давление в гидравлической станции моментально падает и продолжает действовать только нагрузка от собственного веса плиты и оснастки, которой недостаточно для дальнейшего разрушения с полноценным разделением образца на части. При использовании отечественных нормативных методик расчета на продавливание полученные углы наклона пирамиды, очевидно, должны увеличивать несущую способность, что не подтверждается по-

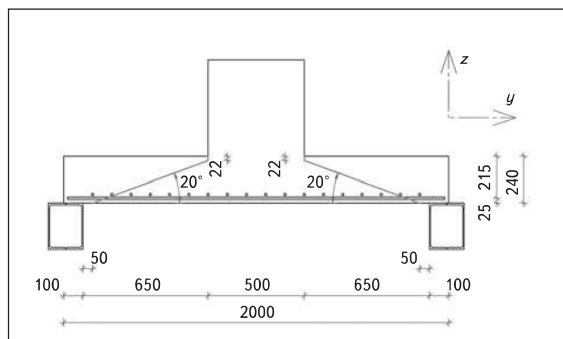


Рис. 5. Боковые грани пирамиды продавливания с «изломом»

лученным значением разрушающей нагрузки и фактически свидетельствует о реализации другого механизма разрушения плитных конструкций при продавливании, частично совпадающего с методикой расчета по Еврокоду 2.

Таким образом, одно из основных допущений, которое используется в отечественных нормативных методиках и подразумевает равномерное распределение растягивающих напряжений по всей поверхности пирамиды продавливания, не соответствует действительности. Ошибочность данного допущения можно легко проиллюстрировать на следующем примере: если взять лист бумаги в двух точках, близко расположенных между собой, и начать отрывать одну часть от другой, прикладывая усилия в противоположных направлениях, поперек листа, то распределить данную нагрузку равномерно вдоль линии разрыва никак не получится. Это принципиальное отличие механизма разрушения при продавливании от других видов разрушения, которое в первую очередь определяется свойствами материала — различным сопротивлением бетона растяжению и сжатию, а также другими факторами: конструктивным решением, прочностью и уровнем возникающих напряжений, режимом нагружения.

По результатам данного эксперимента и анализу других упомянутых выше данных необходимо отметить некоторые важные аспекты и предложить следующее направление развития методики расчета плитных железобетонных конструкций на продавливание:

- испытанные фрагменты плит покрытий и перекрытий в виде отдельных образцов, свободно опирающихся по контуру, существенно отличаются от многопролетных неразрезных анало-

гов действующим НДС в опорной зоне;

- угол наклона граней пирамиды продавливания является переменным и зависит от множества факторов;

- высота сжатой зоны бетона в поперечном сечении опорной зоны по грани колонны — переменная величина и увеличивается по мере удаления от колонны при снижении уровня сжимающих напряжений;

- на поверхности бетона вблизи граней колонны возникают растягивающие напряжения, связанные с вдавливанием штампа в тело плиты;

- ширина раскрытия нормальных трещин, вычисленная на основе данных электронного микроскопа, на 1-м этапе нагружения существенно отличается от аналогичной ширины, вычисленной аналитически с использованием показаний тензорезисторов на арматуре, начиная со 2-го этапа результаты сопоставления можно считать удовлетворительными;

- равномерное распределение растягивающих напряжений отрыва на поверхности пирамиды продавливания не соответствует действительности;

- спусковым «крючком» реализации механизма продавливания может являться переход ряда растянутых арматурных стержней в пластическую область работы и критическое уменьшение высоты сжатой зоны бетона за счет роста нормальных и наклонных трещин.

В общем случае для математического описания механизма реализации продавливания на разных стадиях НДС можно воспользоваться модификацией закона Кулона:

$$F_{b,ult} = v_1 v_2 v_3 \sum_{i=1}^n x_i b_i (\sigma_{bi} \varphi_p + R_{bt}), \quad (1)$$

где v_1 — коэффициент НДС (для III стадии — 1, для I стадии — $1/\cos 45^\circ = 1,4$);

v_2 — коэффициент режима нагружения (при статической нагрузке — 1); v_3 — коэффициент, учитывающий особенности конструктивного решения (при отсутствии поперечной арматуры — 1); x_i — высота сжатой зоны бетона у i -й грани колонны, м; b_i — ширина i -й грани колонны, м; φ_p — коэффициент среза бетона; v_{bi} — горизонтальные нормальные напряжения в бетоне у i -й грани колонны, кПа; R_{bt} — сопротивление бетона растяжению, кПа.

Для вычисления высоты сжатой зоны бетона x_i у i -й грани колонны на III стадии НДС предлагается использовать следующее допущение — изменение высоты сжатой зоны бетона в поперечном сечении обратно пропорционально изменению изгибающего момента:

$$\mu(b) = 1/M(b), \quad (2)$$

где $\mu(b)$ — коэффициент обратного преобразования (максимального значения изгибающего момента к соответствующей минимальной высоте сжатой зоны бетона и наоборот); b — ширина поперечного сечения плиты в зоне продавливания, м; $M(b) = A_0 + A_1 b + A_2 b^2$ — закон изменения изгибающего момента в поперечном сечении.

Для определения закона изменения изгибающего момента в поперечном сечении решается задача изгиба пластинки в линейной постановке с использованием плоских конечных элементов на основе теории Кирхгофа—Лява. Далее на основе вычисленной приведенной высоты сжатой зоны бетона x_{red} поперечного сечения плиты в зоне продавливания и соответствующего приведенного коэффициента обратного преобразования μ_{red} вычисляется высота сжатой зоны бетона в габаритах колонны:

$$x_{col} = k_x \mu_{col} = \frac{x_{red}}{\mu_{red}} \sum_{i=1}^n \frac{\mu(b)_{ci}}{n_c} = \quad (3)$$

$$= \frac{R_s A_s \sum_{i=1}^{n_c} \frac{1}{M(b)_{ci} n_c}}{R_b b \sum_{i=1}^{n_b} \frac{1}{M(b)_i n_b}}$$

где $k_x = x_{red}/\mu_{red}$ — коэффициент пропорциональности (const для i -й грани

колонны); $x_{red} = R_s A_s / (R_b b)$ — приведенная высота сжатой зоны бетона поперечного сечения плиты в зоне продавливания, м; $\mu_{red} = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{\mu(b)_i}{n_b} = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{1}{M(b)_i n_b}$

— приведенный коэффициент обратного преобразования для поперечного сечения плиты в зоне продавливания; $\mu(b)_i$ — коэффициент обратного преобразования в зоне продавливания; $M(b)_i$ — изгибающий момент в i -м конечном элементе в зоне продавливания, кН·м; n_b — количество конечных элементов сечения плиты в зоне продавливания; $\mu_{col} = \sum_{i=1}^{n_c} \frac{\mu(b)_{ci}}{n_c} = \sum_{i=1}^{n_c} \frac{1}{M(b)_{ci} n_c}$ — приведенный коэффициент обратного преобразования для поперечного сечения плиты в габаритах i -й грани колонны; $\mu(b)_{ci}$ — коэффициент обратного преобразования в габаритах колонны; $M(b)_{ci}$ — изгибающий момент в i -м конечном элементе в габаритах колонны, кН·м; n_c — количество конечных элементов сечения плиты в габаритах колонны.

Применительно к испытанному образцу на III стадии НДС выражение (1) преобразуется к виду (1.1), и тогда несущая способность на продавливание по бетону составит:

$$F_{b,ult} = v_1 v_2 v_3 u x_{col} (\sigma_{bt} \varphi_p + R_{bt}) = \quad (1.1)$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 6,8 (20,2 \cdot 3,7 + 1,62) = 1038,5 \text{ кН,}$$

где v_1, v_2, v_3 — см. экспликацию к формуле (1); $u = 2$ м — периметр поперечного сечения колонны; $x_{col} = 6,8$ мм — высота сжатой зоны бетона у грани колонны; $\varphi_p = 3,7$ — коэффициент среза

бетона; $\sigma_{bt} = R_b = 20,2$ МПа и $R_{bt} = 1,62$ МПа — сопротивление бетона сжатию и растяжению.

Следует отметить, что коэффициент среза бетона в данном случае был определен на основе решения обратной задачи при известной разрушающей нагрузке и является предметом дальнейших исследований и экспериментов, так же, как дополнительные поправочные коэффициенты v_1, v_2, v_3 и высота сжатой зоны бетона у граней колонны x_{col} .

При отсутствии заметного влияния изгиба плиты на НДС конструкции в зоне продавливания выражение (1) трансформируется к классическому виду с образованием пирамиды продавливания под углом 45° , и несущая способность по бетону составит:

$$F_{b,ult} = v_1 v_2 v_3 u x_{col} (\sigma_{bt} \varphi_p + R_{bt}) = \quad (1.2)$$

$$= 1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 215 (0 + 1,62) = 975,2 \text{ кН,}$$

где $v_1 = 1/\cos 45^\circ = 1,4$ — коэффициент НДС; $x_{col} = h_0 = 215$ мм — рабочая высота сечения; $\sigma_{bt} = 0$ МПа и $R_{bt} = 1,62$ МПа — сопротивление бетона сжатию и растяжению.

Выводы

1. По результатам проведенных экспериментальных исследований выполнен анализ характера разрушения опорной зоны

железобетонной плиты и предложены пути совершенствования методики расчета на продавливание с учетом сложного напряженного состояния конструкции.

2. На основе данного эксперимента следует отметить важные аспекты разрушения железобетонных плит от продавливания:

- угол наклона граней пирамиды продавливания является переменным и зависит от множества факторов;
- высота сжатой зоны бетона в поперечном сечении опорной зоны по грани колонны — переменная величина и увеличивается по мере удаления от колонны при снижении уровня сжимающих напряжений;
- равномерное распределение растягивающих напряжений отрыва на поверхности пирамиды продавливания не соответствует действительности.

3. Совершенствование действующей нормативной методики расчета на продавливание и конструктивных требований по армированию плитных железобетонных конструкций является достаточно актуальной задачей, требующей дальнейшего анализа и обобщения имеющихся и новых результатов экспериментов и исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н. И., Карпенко С. Н. К построению общей методики расчета железобетонных плит на продавливание с учетом влияния моментов // Вестник МГСУ. № 3. 2011. С. 86–91.
2. Карпенко Н. И., Карпенко С. Н. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам // Бетон и железобетон. 2012. № 5. С. 10–16.
3. Кодыш Э. Н., Трекин Н. Н., Никитин И. К. Проектирование участков сборных перекрытий под повышенные нагрузки // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 2. С. 24–26.
4. Клевцов В. А., Болгов А. Н. Действительная работа узлов плоской безбалочной бескапитальной плиты перекрытия с колоннами при продавливании // Бетон и железобетон. 2005. № 3. С. 17–19.
5. Краснощеков Ю. В., Комлев А. А. Прочность плиты безбалочного перекрытия на участках соединения с колоннами // Бетон и железобетон. 2011. № 1. С. 25–27.
6. Силантьев А. С. Проблемы учета действительной работы узлов сопряжения плоских безбалочных плит железобетонных перекрытий с колоннами // Перспективы развития фундаментальных наук: труды VI Междунар. конф. студентов и молодых ученых. Томск: Изд-во Томского политехнического университета, 2009. С. 726–729.
7. Трекин Н. Н., Пекин Д. А. Скрытые металлические капители безбалочных монолитных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 17–20.

R E F E R E N C E S

1. Karpenko N. I., Karpenko S. N. To construction of the general technique of calculation of reinforced concrete plates on punching taking into account influence of the moments. *Vestnik MGSU*, no. 3, 2011, pp. 86–91. (In Russian).
2. Karpenko N. I., Karpenko S. N. Practical method of calculation of reinforced concrete slabs for punching according to different schemes. *Beton i zhelezobeton*, 2012, no. 5, pp. 10–16. (In Russian).
3. Kodysh E. N., Trekin N. N., Nikitin I. K. Projecting of sections of prefabricated coverings for increased loads. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2011, no. 2, pp. 24–26. (In Russian).
4. Klevcov V. A., Bolgov A. N. The actual operation of the units of the flat beam-less capless floor plate with columns during punching. *Beton i zhelezobeton*, 2005, no. 3, pp. 17–19. (In Russian).
5. Krasnoshchyokov Yu. V., Komlev A. A. The strength of the slab beamless overlap in the areas of connection with columns. *Beton i zhelezobeton*, 2011, no.1, pp. 25–27. (In Russian).
6. Silant'ev A. S. Problems of accounting for the actual operation of conjugation units of flat beam-free slabs of reinforced concrete floors with columns. *Perspektivy razvitiya fundamental'nyh nauk* [Prospects of development of fundamental Sciences], Tomsky politekhnicheskyy universitet Publ., 2009, pp. 726–729. (In Russian).
7. Trekin N. N., Pekin D. A. Hidden metal capitals of monolithic beamless slabs. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2014, no. 7, pp. 17–20. (In Russian).

Для цитирования: *Пекин Д. А.* Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 10. С. 20–28.
DOI: 10.33622/0869-7019.2019.10.20-28.

For citation: *Pekin D. A.* Bending Effect on the Mechanism of Punching the Support Zone of the Reinforced Concrete Slab. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2019, no. 10, pp. 20–28. (In Russian). DOI: 10.33622/0869-7019.2019.10.20-28. ■

ПОЗДРАВЛЕНИЕ ══ В. В. ГРАНЕВУ

**Уважаемый Виктор Владимирович!**

От имени правления Московского отделения Российского общества инженеров строительства и от себя лично сердечно поздравляю Вас с 80-летием со дня рождения!

С 1970 г. по настоящее время Ваша деятельность связана с ведущим институтом строительного комплекса России АО «ЦНИИПромзданий», где Вы прошли путь

от рядового проектировщика до генерального директора, успешно сочетая работу с научной деятельностью.

При Вашем участии коллектив ЦНИИПромзданий выполнил большой объем работ по проектированию автомобильных, химических и нефтехимических заводов, атомных электростанций. Подготовил техническую документацию для реконструкции зданий Третьяковской галереи, Дома правительства, Государственной думы.

По проектам Вашей организации возведены многие спортивные объекты: стадион к летней Универсиаде в Казани; ледовые арены и тренировочные центры для зимней олимпиады «Сочи-2014»; стадионы в Москве и Ростове-на-Дону к чемпионату мира по футболу-2018.

За успешную деятельность АО «ЦНИИПромзданий» ежегодно награждается дипломами Минстроя России и Российского союза строителей «Элита строительного комплекса России». Объекты, выполненные институтом, не раз были удостоены премий на международных и отечественных конкурсах и выставках:

Moscow Stadium & Arena Awards 2018, Триенале «Интерарх 2015», XXIII Международного фестиваля «Зодчество 2015» и многих других. Это, пожалуй, и есть одна из самых высоких и объективных оценок Вашей работы.

Продуктивно работая, Вы успешно ведете научную деятельность, издавая книги, публикуя научно-технические статьи.

Ваши заслуги отмечены многими наградами. Вам присвоены звания: «Заслуженный строитель РФ», «Почетный строитель Москвы», «Заслуженный инженер России».

Желаем Вам, уважаемый Виктор Владимирович, доброго здоровья, новых творческих успехов и благополучия.

Председатель правления Московского отделения РОИС

М. Ш. ХУСНУЛЛИН