

Анализ методов расчёта безбалочных перекрытий на продавливание

В.М. Трофимова, А.А. Бурмистрова, Н.Б. Аксёнов.

Донской государственной технической университет

Аннотация: В статье рассмотрены результаты анализа методик расчёта плоских плит безбалочных перекрытий на продавливание по Российским и зарубежным нормам проектирования. Установлено, что в рассмотренных методиках расчёта на продавливание использованы схожие расчётные модели и учтены одинаковые силовые факторы. Учёт влияния моментов осуществляется по-разному: либо путём введения в расчётную модель касательных напряжений, либо введением эмпирического коэффициента. Не одинаков подход и к назначению геометрических параметров расчётного (критического) контура. Установлено, что работа узла сопряжения безбалочной плиты с колонной изучена пока не в полной мере и требуются дополнительные исследования по обобщению методик расчёта.

Ключевые слова: железобетон, безбалочное перекрытие, продавливание, рабочая высота сечения, поперечная арматура, пирамида продавливания.

В настоящее время наиболее распространенным типом перекрытий в массовом строительстве являются плоские безбалочные перекрытия. Их долговечность и эксплуатационная надёжность зависят как от учёта особенностей используемых материалов [1-3], так и от степени изученности напряжённо-деформированного состояния узла опирания плиты на колонну. Прочность предлагаемых технологами материалов возрастает [4, 5], это обстоятельство и появление на рынке композитных материалов [6] позволяют уменьшать сечения несущих конструкций. В связи с этим весьма важен вопрос обеспечения надёжности узла сопряжения плиты с колоннами.

Продавливание плиты происходит, когда усилие от внешней нагрузки, приходящее в узел сопряжения, превышает предельное усилие, которое может воспринять бетон и поперечная арматура. Фактическая форма поверхности, по которой происходит разрушение плиты, имеет сложный вид и зависит от многих факторов [7-9]. Изучению этого вопроса посвящено большое количество работ, но пока нет единого мнения о работе плиты при продавливании и механизме разрушения [9, 10].

Расчётные предпосылки и расчётные модели, используемые в нашей стране и за рубежом, отличаются. Если взять только нашу страну – в разное время подход к расчёту на продавливание менялся.

Согласно действующему нормативному документу Российской Федерации СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» условие прочности при действии только продольной силы и отсутствии поперечной арматуры имеет вид:

$$F \leq F_{b,ult} \quad (1),$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

$F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном, которое равно:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b \quad (2),$$

где A_b – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от границы площади приложения сосредоточенной силы F , определяемая по формуле:

$$A_b = u \cdot h_0$$

В этой формуле:

u – периметр контура расчетного поперечного сечения,

h_0 – приведенная рабочая высота сечения.

Очевидно, что, предельное усилие, воспринимаемое бетоном, равно:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot [2(a+b+2h_0)] \cdot h_0,$$

где a и b – размеры сторон колонны.

В программном комплексе Лира-САПР был выполнен вычислительный эксперимент. В качестве расчётной модели был принят 16-ти этажный каркас жилого дома с безбалочными плитами перекрытий. Рассматривалось продавливание железобетонной плиты на отм. +9.600 квадратным штампом с размерами, равными поперечному сечению колонны 500x500 мм (рис.1). Толщина плиты равна 220 мм, расчетное сопротивление бетона осевому растяжению $R_{bt} = 1,05$ МПа.

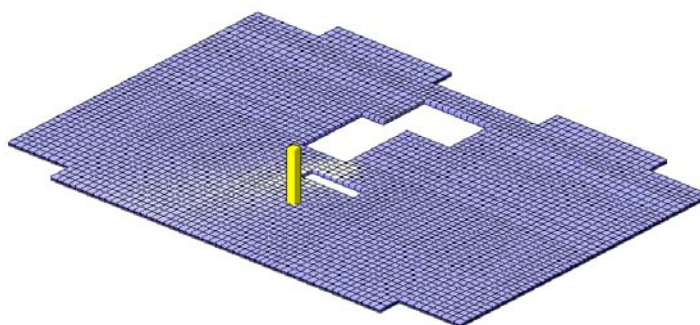


Рис. 1. – Конечно-элементная модель плиты

Для квадратного сечения колонны формула упрощается:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot [4(a+h_o)] \cdot h_o.$$

После подстановки в неё численных значений получим, что бетон в расчетном сечении может воспринять усилие $F_{b,ult} = 565$ кН.

Усилие продавливания $F = 310,08$ кН (из расчёта в ПК Лира-САПР).

В СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» принималось, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° . Расчёт на продавливание плитных конструкций без поперечной арматуры производился из условия:

$$F \leq R_{bt} \cdot U_m \cdot h_o \quad (3),$$

где U_m – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания;

$$U_m = 0,5[(2a+2b)+(2(a+2h_o)+ 2(b+2h_o))] = 2(a+b+2h_o) \quad (4),$$

где h_o – рабочая высота плиты.

Использованная расчётная модель в виде пирамиды продавливания была унаследована от более раннего документа – СНиП II-V.12-62.

В действующем СП 63.13330.2012 о пирамиде продавливания не упоминается, а вводится понятие периметра контура расчётного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_o$ от границы приложения сосредоточенной силы. В соответствии с определением, контур представляет

собой прямоугольник или квадрат (в зависимости от сечения колонны) с периметром равным:

$$u=2(a+2h_0/2)+2(b+2h_0/2)= 2(a+b+2h_0) \quad (5).$$

Сравнивая выражения (4) и (5), видим, что численные значения предельных усилий, воспринимаемых бетоном при продавливании, вычисленные по формулам (2) и (3), будут совпадать.

Следовательно, поскольку $F = 310,08$ кН меньше $F_{b,ult} = 565$ кН, прочность обеспечена как по старым, так и по новым нормам.

Основным отличием СП 63.13330.2012 от ранних норм является необходимость учёта влияния изгибающих моментов. В расчётной модели принято, что моменты ведут к появлению по периметру расчётного контура касательных напряжений. Считается, что эти напряжения линейно изменяются по длине расчётного контура в направлении действия момента и достигают максимума у противоположных сторон расчётного контура, перпендикулярных плоскости действия момента.

Максимальные изгибающие моменты в плите (рис.2) обусловили выбор узла сопряжения, рассчитываемого на продавливание.

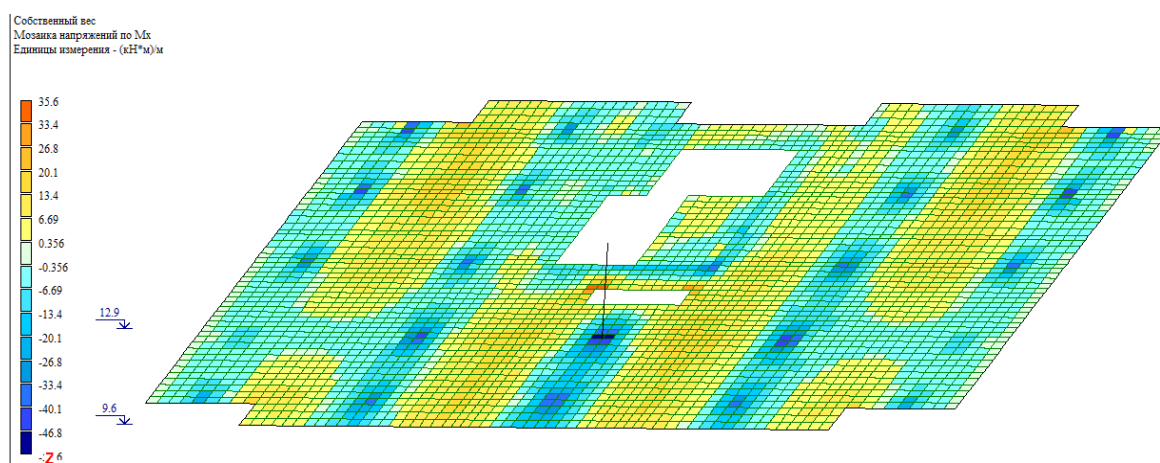


Рис. 2. – Мозаика напряжений по M_x .

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при совместном действии сосредоточенной силы и изгибающего момента производят из условия:

$$F/F_{b,ult} + M_x/M_{bx,ult} + M_y/M_{by,ult} \leq 1 \quad (6),$$

После подстановки в формулу (6) численные значения, получим:

$$310,08/565 + 42,4/130,8 + 36,6/130,8 = 1,153 > 1$$

Как видим, в отличие от прежних норм прочность узла не обеспечена – требуется установка поперечной арматуры.

Формула расчета на продавливание по американским нормам ACI 318-14 «Требования строительных норм и правил для железобетона» имеет вид:

$$\phi V_n \geq V_u,$$

где V_n – нормативное значение прочности на продавливание, V_u – фактическое значение нагрузки, ϕ – коэффициент снижения прочности.

$$V_n = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y, \quad V_u = F/(u \cdot h_o) + (\gamma_v \cdot M)/W_b.$$

Доля момента, учитываемая в расчете на продавливание, определяется коэффициентом $\gamma_v = 1 - [1 / (1 + 2/3 \cdot \sqrt{(l_x/l_y)})]$.

Формула расчета на продавливание по EN 1992 Eurocode 2: «Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings» имеет вид:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c},$$

где V_{Ed} – расчетная продавливающая сила, $V_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без учета арматуры, которое учитывает продольное армирование плиты перекрытия с помощью эмпирического коэффициента $100\rho_1$, где ρ_1 – коэффициент армирования:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}),$$

также в формуле учитывается влияние изгибающего момента:

$$v_{Ed} = \beta \cdot (V_{Ed}/(u_i \cdot d)),$$

$$\beta = 1 + k \cdot (M_{Ed}/V_{Ed}) \cdot (u_1/W_1),$$

где β – коэффициент сдвига, принимаемый равным 1,4 (учитывает поправку на передачу момента).

Основное отличие норм EN 1992 Eurocode 2: «Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings» от отечественных и американских норм заключается в назначении расчетного периметра и гипотезе о равномерном распределении скалывающих напряжений по длине сторон расчетного периметра.

Как видим, рассмотренные нормы проектирования учитывают изгибающие моменты либо путём введения в расчётную модель касательных напряжений, действующих по сторонам расчётного контура, либо введением эмпирического коэффициента. Различие наблюдается и в определении самого расчётного периметра, так в Eurocode 2 периметр принимается в виде фигуры, описанной линией, проведенной на расстоянии $2d$ от загруженного участка (рис.3). Под величиной « d » здесь понимают значение средней расчетной толщины плиты.

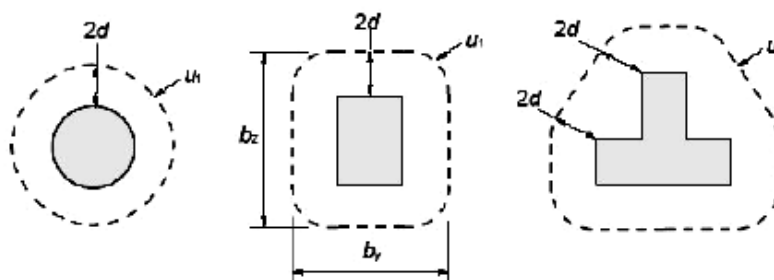


Рис. 3. – Критический периметр для площадей приложения местной нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

Прочность плиты без поперечного армирования на продавливание согласно строительным нормам Белоруссии следует проверять из условия:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = [0,15k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10 \sigma_{cp}] \cdot d,$$

но не менее $(0,5f_{ctd} - 0,10 \sigma_{cp}) \cdot d$, где V_{Sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра, который для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, следует определять,

как периметр, отстоящий на расстоянии $1,5d$ от их внешней грани, где d – средняя расчетная толщина плиты.

В нормах РФ рассматривается сечение, которое расположено вокруг зоны передачи усилий на плиту на расстоянии $h_0/2$, где h_0 – приведенная рабочая высота сечения.

Таким образом, в рассмотренных методиках расчёта на продавливание использованы схожие расчётные модели и учтены одинаковые силовые факторы, как продавливающее усилие, так и изгибающие моменты. Последние учитываются по-разному: либо путём введения в расчётную модель касательных напряжений, либо введением эмпирического коэффициента. Причём форма эпюр касательных напряжений предлагается разная. Не одинаков подход и к назначению геометрических параметров расчётного (критического) контура, при этом разница размеров контуров, полученных по рекомендациям рассмотренных методик, весьма существенна. Очевидно, что работа узла сопряжения безбалочной плиты с колонной изучена пока не в полной мере и требуются дополнительные исследования по обобщению методик расчёта.

Литература

1. Мкртчян А.М., Аксенов В.Н. Аналитическое описание диаграммы деформирования высокопрочных бетонов // Инженерный вестник Дона, 2013, №3 URL: ivdon.ru/magazine/archive/n3y2013/1818/.
2. Аксенов В.Н. Расчет колонн из высокопрочного бетона по деформированной схеме // Научный журнал строительства и архитектуры. 2009. № 1. С. 125-132.
3. V.N. Aksenov, Vu Le Quyen, E.V. Trufanova, Evaluation of Reinforced Concrete Cylindrical Reservoirs with Single-layered Walls, In Procedia Engineering, Volume 150, 2016, pp. 1919-1925, ISSN 1877-7058, URL: <http://www.procedia.com/eng/procedia150/1919-1925/Aksenov%20et%20al.%202016.pdf>.

- doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.192.
4. Мкртчян А.М., Аксенов В.Н., Маилян Д.Р., Блягоз А.М., Сморгунова М.В. Особенности конструктивных свойств высокопрочных бетонов // Новые технологии. 2013. № 3. С. 135-143.
 5. Nesvetaev G.V., Korchagin I.V., Lopatina Yu.Yu. About influence of superplasticizers and mineral additives on creep factor of hardened cement paste and concrete // Solid State Phenomena. 2017. Vol.265. pp.109-113. URL: doi.org/ 10.4028/www.scientific.net/SSP.265.109
 6. Польской П.П., Маилян Д.Р. Влияние стального и композитного армирования на ширину раскрытия нормальных трещин // Инженерный вестник Дона, 2013, №2 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2013/1675
 7. Клевцов В.А., Болгов А.Н. Действительная работа узлов плоской безбалочной плиты перекрытия с колоннами при продавливании // Бетон и Железобетон. 2005. №3. С. 17-19.
 8. Краснощёков Ю.В. Комлев А.А. Прочность плиты безбалочного перекрытия на участках соединения с колоннами // Бетон и Железобетон. 2011. №1. С. 25-27.
 9. Залесов А.С. Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание: автореф. дис. ... д-р техн. наук. М., 2002. 55 с.
 10. Габрусенко В.В. Некоторые особенности проектирования железобетонных конструкций по новым нормам // Проектирование и строительство в Сибири. 2007. №5. С. 24-26.

References

1. Mkrтчjan A.M., Aksenov V.N. Inženernyj vestnik Dona (RUS), 2013, №3. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n3y2013/1818/.
2. Aksenov V.N. Nauchnyj zhurnal stroitel'stva i arhitektury. 2009. №1. p. 125-132.
3. V.N. Aksenov, Vu Le Quyen, E.V. Trufanova, Evaluation of Reinforced Concrete



- Cylindrical Reservoirs with Single-layered Walls, In Procedia Engineering, Volume 150, 2016, pp. 1919-1925, ISSN 1877-7058, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.192>.
4. Mkrtchyan A.M., Aksenov V.N., Mailyan D.R., Blyagoz A.M. *Novye tekhnologii*. 2013. №3. pp. 135-143.
 5. Nesvetaev G.V., Korchagin I.V., Lopatina Yu.Yu. *Solid State Phenomena*. 2017. Vol.265. pp.109-113. URL: [doi.org/ 10.4028/www.scientific.net/SSP.265.109](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.265.109)
 6. Pol'skoj P.P., Mailjan D.R. *Inženernyj vestnik Dona (Rus)*, 2013, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2013/1675
 7. Klevtsov V.A., Bolgov A.N. *Beton i Zhelezobeton*. 2005. №3. PP. 17-19.
 8. Krasnoshchekov Yu.V. Komlev A.A. *Beton i Zhelezobeton*. 2011. №1. PP. 25-27.
 9. Zalesov A.S. *Razrabotka metodiki rascheta i konstruirovaniya monolitnykh zhelezobetonnykh bezbalochnykh perekrytiy. fundamentnykh plit i rostverkov na prodavlivaniye [Development of methods for calculating and designing monolithic reinforced concrete girders, base plates and grillages for pushing]: avtoref. dis. ... d-r tekhn. nauk. M.. 2002. 55 p.*
 10. Gabrusenko V.V. *Proyektirovaniye i stroitelstvo v Sibiri*. 2007. №5. PP. 24-26.