

3. Карамян Г., Казарян Э. Система анаэробного брожения органических отходов. Патент РА, N1578 А2,11.04.2005.
4. Heinz Ladener. Solaranlagen. Planung, Bau&Selbsbau von Solarsystem. Okobux, 2003.
5. So bauen ich eine Solaranlage. Handbux fur technik, Planung und momtage. Wagner&Co, 2003.-250p.
6. Карамян Г., Казарян Э., Судзиловский О.Ю., Надер А.В. Энергетические и экономические аспекты использования комбинированных солнечных установок горячего водо- и теплоснабжения // Информационные технологии и управление.- 2003.-Т.1-2.-С 80-87.

**Молош В.В., Томашев И.Г., Колесниченко М.В.**

### **РАСЧЁТ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЯ В ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТАХ ПО ДЕФОРМАЦИОННОМУ МЕТОДУ**

*Брестский государственный технический университет, кафедра прикладной механики.*

**Введение.** Широкое применение монолитного железобетона в строительстве зданий и сооружений различного назначения, имеющее место в последние несколько десятилетий, вынуждает совершенствовать существующие методы расчётов различных конструкций из данного материала. В жилых и общественных зданиях из монолитного железобетона к таким конструкциям относятся элементы каркаса: плоские плиты фундаментов, перекрытий и покрытий, колонных, лестничные марши и диафрагмы жёсткости в виде вертикальных плоских панелей. Одним из наименее изученных элементов монолитного железобетонного каркаса является узел сопряжения плоской плиты и колонны.

Несмотря на многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, выполненные к настоящему времени, в проблеме сопротивления срезу при продавливании до конца не ясен механизм распределения внутренних усилий и деформаций, а также не разработана точная и надёжная расчетная модель, позволяющая предсказывать величину указанного сопротивления. Расчёты таких узлов в настоящее время ведутся как правило с применением моделей, полученных путём статистической обработки результатов экспериментальных исследований.

**1. Теоретические предпосылки.** Предлагается рассматривать схему отсечённого фрагмента конструктивного элемента, в которой внешний изгибающий момент, вызванный действием перерезывающей силы  $V$  воспринимается моментом внутренней пары сил в растянутой арматуре  $f_s A_s$  и сжатом бетоне  $f_c A_c$ , а сама перерезывающая сила  $V$  воспринимается касательной силой в наклонной трещине  $\tau_c A_n$ , вызванной зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине, и поперечной силой в сжатой зоне бетона  $v_c A_c$  (рисунок 1). Ранее экспериментально [1] было установлено, что элементы с коэффициентом продольного армирования  $\rho_l \leq 0.002$  разрушались от изгиба с разрывом продольной арматуры в наиболее нагруженном нормальном к продольной плоскости сечении. По этой причине следует одновременно выполнять проверку нормального и наклонного к плоскости плиты сечений. Расчёт плиты предложено вести как плоский балочный элемент.

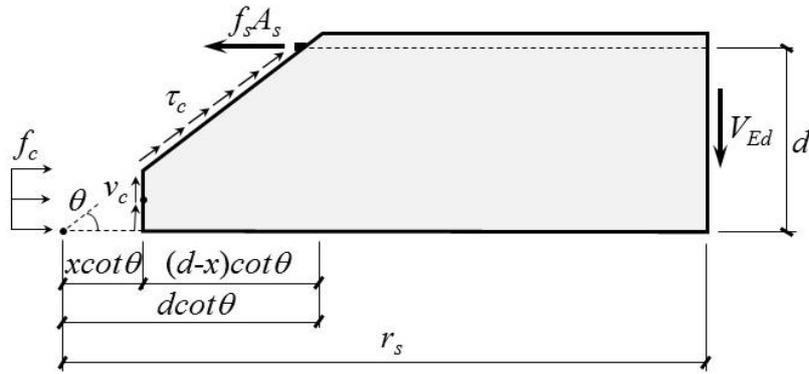


Рисунок 1 – Схема отсечённой части элемента для построения авторской модели

Наиболее нагруженное нормальное сечение плиты (сечение у грани колонны) рассчитывают по общему деформационному методу детально изложенному в работе [2]. Поперечное сечение элемента необходимо разбить по высоте на 10-12 полос и составить для него уравнения равновесия, уравнения совместности деформаций и уравнения физических свойств материалов для каждой полосы:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} = 0; \\ \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} y_{sj} = M_z; \end{cases} \begin{cases} \varepsilon_{ci} = \varepsilon_z + \psi \cdot y_{ci}; \\ \varepsilon_{sj} = \varepsilon_z + \psi \cdot y_{sj}; \end{cases} \begin{cases} \sigma_{ci} = f(\varepsilon_{ci}); \\ \sigma_{sj} = f(\varepsilon_{sj}), \end{cases} \quad (1)$$

где  $\sigma_{ci}$ ,  $\sigma_{sj}$  – средние нормальные напряжения соответственно в  $i$ -й бетонной полосе и в  $j$ -м стержне арматуры (могут быть определены по аналитическим выражениям, описывающим диаграммы деформирования материалов, приведенным в [2]);  $A_{ci}$ ,  $A_{sj}$  – площадь поперечного сечения соответственно  $i$ -й бетонной полосы и  $j$ -го стержня арматуры;  $y_{ci}$ ,  $y_{sj}$  – расстояние по вертикали от наиболее сжатой грани бетона до центра тяжести соответственно  $i$ -й бетонной полосы и  $j$ -го стержня арматуры;  $M_z$  – изгибающий момент, вызванный действием внешней поперечной силы  $V$ ;  $\varepsilon_z$  – средние относительные деформации наиболее сжатой грани бетонного сечения;  $\psi$  – кривизна поперечного сечения элемента.

Расчёт выполняется с учётом физической нелинейности сопротивления материала элемента в итерационной форме. В результате расчёта получают текущие значения напряжений, деформаций и модуля упругости в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре.

Из рассмотрения наклонного сечения (рисунок 2) могут быть составлены следующие уравнения равновесия:

$$\begin{cases} \sum X = f_c b x + \tau_c (d-x) b \cot \theta - f_s A_s = 0; \\ \sum Y = v_c b x + \tau_c (d-x) b - V_{Ed} = 0; \\ \sum M_k = V_{Ed} r_s - f_s A_s (d - 0,5x) + \tau_c (d-x) b \cot \theta \cdot 0,5x = 0. \end{cases} \quad (2)$$

где  $f_c$  – текущие нормальные напряжения в сжатой зоне бетона, полученные после расчёта наиболее нагруженного нормального сечения;  $b = 2 \cdot (a_k + b_k) + 6,2\pi d$  – ширина расчётного сечения плоского балочного элемента;  $a_k$ ,  $b_k$  – размеры колонны в плане;  $x$  – высота сжатой зоны бетона;  $\tau_c$  – касательные напряжения, вызванные зацеплением контактирующих поверхностей бетона в наклонной трещине;  $d$  – эффективная рабочая высота плиты, определяемая расстоянием от верхней сжатой

границы плиты до центра тяжести растянутой арматуры;  $f_s$  – текущие напряжения в продольной арматуре;  $A_s$  – площадь продольной арматуры;  $v_c$  – касательные напряжения в бетоне, действующие на поверхности поперечного сечения, расположенного в сжатой зоне элемента;  $V_{Ed}$  – внешняя обобщенная поперечная сила, расположенная в сечении, в котором внутренний изгибающий момент равен нулю;  $r_s$  – пролёт среза – расстояние от точки приложения поперечной силы  $V_{Ed}$  до границы колонны (плечо внешней пары сил).

Из решения системы уравнений (2) получим

$$v_c = \frac{f_c}{2r_s}(2r_s \tan \theta + x) - \frac{f_s A_s}{b r_s x}(r_s \tan \theta - d + x). \quad (3)$$

Средняя величина относительных деформаций при сдвиге в сжатой зоне бетона может быть получена по формуле

$$\gamma = \frac{v_c}{G}, \quad (4)$$

где  $G = kE_c$  – текущий модуль сдвига бетона;  $k = 0,296 + 0,28d - 0,0003f_{cm} - 18,021\rho_l$  – поправочный эмпирический коэффициент;  $E_c$  – текущий модуль упругости бетона.

Зависимость между осевыми и главными относительными деформациями в сжатой зоне бетона могут быть применены в виде

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_1 \sin^2 \theta + \varepsilon_2 \cos^2 \theta; \\ \frac{\gamma}{2} &= (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin \theta \cos \theta. \end{aligned} \quad (5)$$

Из системы уравнений (5) могут быть определены главные относительные деформации  $\varepsilon_1$  и  $\varepsilon_2$ .

Расчет следует вести до тех пор, пока не будут достигнуты предельные значения относительных деформаций  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  в бетоне или  $\varepsilon_s$  в арматуре.

**2. Экспериментальные данные.** С целью изучения фактического поведения под нагрузкой узла сопряжения плоской железобетонной плиты и колонны, ранее были выполнены экспериментальные исследования на натуральных образцах [1], представляющих собой плоскую железобетонную плиту размерами в плане 1400×1400 мм соединённую монолитно с фрагментом колонны сечением 200×200 мм. Фрагмент колонны был запроектирован в центре плиты и выступал за горизонтальные грани плиты на 100 мм. В экспериментальных образцах варьировали значения трёх параметров на трёх уровнях каждый. Высота плиты составляла 0,12 м, 0,16 м, 0,2 м; ожидаемая прочность бетона – 35 МПа на портландцементе М500 Д0, 25 МПа на напрягающем цементе и 35 МПа на напрягающем цементе; коэффициент продольного армирования – 0,001, 0,005, 0,01.

Методика проведения экспериментального исследования, а также его результаты приведены в работе [1].

**3. Верификация расчетной модели.** Качество модели определяли оценочными статистическими параметрами: оценочным средним, максимальным и минимальным значениями, коэффициентом вариаций, а также коэффициентом корреляции  $r_{ik}$  фактических экспериментальных и расчетных значений сопротивления срезу при продавливании (таблица 1). Статистические параметры ошибки моделирования были определены согласно процедуре, описанной в приложении Д к ТКП EN 1990 [3] для отношений экспериментальных и расчетных значений перерезывающих сил  $V_{exp} / V_{calc}$ :

Таблица 1. Сравнительные статистические параметры отношений экспериментальных и расчетных значений перерезывающих сил  $V_{exp} / V_{calc}$

Результаты	<i>Min</i>	Среднее	<i>Max</i>	$C_v$ , %	<i>b</i>	$V_\delta$ , %	$r_{ik}$
1	2	3	4	5	6	7	8
Расчётные	0,593	1,053	1,679	22,7	0,868	21,4	0,917

*Min*, среднее, *max* – соответственно минимальное, среднее и максимальное значения отношений  $V_{exp} / V_{calc}$ ;  $C_v$  – коэффициент вариации отношений  $V_{exp} / V_{calc}$ ; *b* – поправочный коэффициент для среднего значения отношений  $V_{exp} / V_{calc}$ ;  $V_\delta$  – коэффициент вариации для вектора ошибок  $\delta$  отношений  $V_{exp} / V_{calc}$ ;  $r_{ik}$  – коэффициент корреляции экспериментальных  $V_{exp}$  и расчетных  $V_{calc}$  перерезывающих сил.

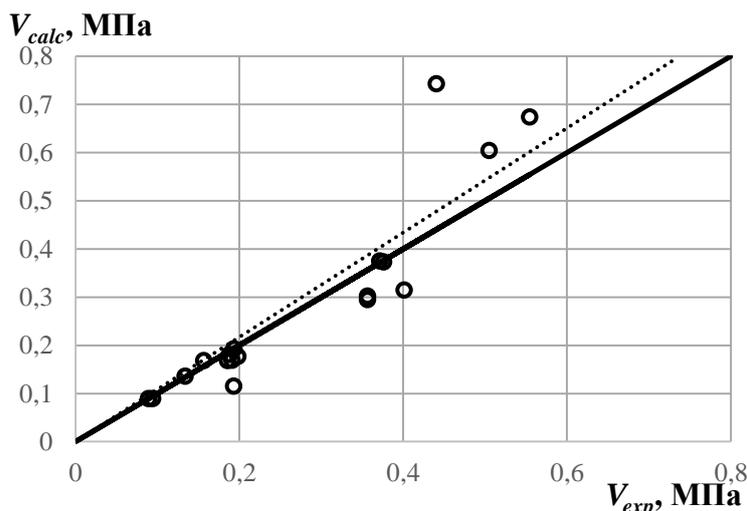


Рисунок 2 – Распределение отношений расчётных и экспериментальных значений перерезывающих сил  $V_{calc} / V_{exp}$

**Заключение.** Из сравнения результатов исследования, приведенных в таблицах 1 и на рисунке 2 можно отметить, что в целом расчётные значения достаточно неплохо совпадают с опытными кроме плит, имеющих большую высоту, составляющую 0,2 м, и при этом процент продольного армирования от 0,5% и выше. Для таких образцов превышение расчётных значений перерезывающих сил над опытными составило 19%-68%. Это существенно повлияло на статистические результаты, то есть повысило коэффициент вариации  $C_v$ , коэффициент вариации для вектора ошибок  $V_\delta$  и понизило коэффициент корреляции  $r_{ik}$ . В остальном диапазоне вариации входных параметров расчётная модель достаточно адекватно оценивает величину перерезывающих сил.

*Список использованных источников:*

1. Молош, В. В. Соппротивление срезу при продавливании самонапряженных плоских железобетонных элементов без поперечного армирования : дис. ... канд. тех. наук : 01.07.14 / В. В. Молош. – Брест, 2014. – 225 л.
2. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования : учеб. пособие / Н.П. Блещик, Д.Д. Жуков, Д.Н. Лазовский ; под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003 – 380 с., с ил.
3. Основы проектирования строительных конструкций = Основы проектирования будаунических канструкций : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : СЕН/ТС 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.