

перекрытием рассматривается как сумма изоляции воздушно-го шума акустически однородным перекрытием R_0 и изменения звукоизоляции ΔR полом [7]

$$R = R_0 + \Delta R, \text{ дБ.} \quad (10)$$

Акустически неоднородные перекрытия принимаются как система из двух масс m_1 и m_2 , не имеющих между собой жестких связей, т.е. соединенных безинерционной пружиной, и которая характеризуется линейной динамической жесткостью S . Одним из главных параметров такой системы является ее низшая собственная частота, определяемая по формуле [8]

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{S \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)}. \quad (11)$$

При возбуждении массы m_1 переменной силой, на частотах f , значительно меньших f_0 , колебания передаются массе m_2 так, как если бы две массы были жестко связаны между собой. В области частот, близких к f_0 , возникает резонанс и амплитуда колебаний системы резко возрастает без увеличения возбуждающей силы. На более высоких частотах происходит уменьшение колебаний массы m_2 по сравнению с колебаниями массы m_1 в большей степени, чем выше отношение f/f_0 .

Низшая собственная частота f_0 указывает область частот, в которой происходит резонанс акустически неоднородного перекрытия, и порой звукоизоляция становится ниже, чем у исходного акустически однородного перекрытия ($\Delta R < 0$). А также указывает область, в которой проявляются преимущества акустически неоднородного перекрытия – на частотах $f > 2f_0$ значение ΔR увеличивается с ростом частоты пропорционально $\lg(f/f_0)$.

Другими характеристиками акустически неоднородного перекрытия, влияющими на значение ΔR , являются граничные частоты $f_{сп1}$ и $f_{сп2}$ составляющих его слоев или элементов из твердых материалов, низшая собственная частота звукоизоляционной прослойки $f_{0П} = c_{П}/2h_{П}$, где $c_{П}$ – скорость продольных волн в материале звукоизоляционной прослойки, м/с, $h_{П}$ – толщина прослойки, м, при которой в прослойке в результате наложения прямой и отраженной от второго элемента конструкции продольных волн формируется стоячая волна. Резонанс, возникающий на частоте $f_{0П}$, также приводит к уменьшению ΔR .

Акустические свойства акустически неоднородных междуэтажных перекрытий теоретически исследованы различными авторами на протяжении многих лет, но до настоящего времени не существует единой методики, которая подтверждалась бы экспериментально [9]. Значительные трудности,

возникающие при решении этой задачи, вынуждали исследователей использовать те или иные упрощения – не учитывать косвенную передачу звука, рассматривать плиты, неограниченные в двух или одном направлении, пренебрегать массой звукоизоляционной прослойки и волновыми процессами в ней, исключать жесткие связи между элементами перекрытия. В настоящее время в институте БелНИИС проводятся экспериментальные исследования акустических свойств акустически неоднородных перекрытий, которые позволят оценить правильность и уточнить области применимости теоретических зависимостей.

Заключение

1 Изоляция воздушного шума акустически однородного перекрытия зависит от его эквивалентной поверхностной площади и коэффициента звукоизоляционной эффективности материала перекрытия.

2 Звуковые волны, падающие на акустически однородное перекрытие, приводят его в колебательное движение, в результате чего на низких частотах вблизи частот собственных колебаний перекрытия возникают резонансные явления, и звукоизоляция во многом зависит от внутреннего трения в материале перекрытия. На более высоких частотах колебательное движение перекрытия определяется в основном его массой.

3 Отдельные слои или элементы акустически неоднородных перекрытий совершают изгибные колебания, значительно различающиеся по амплитуде и фазе. Кроме того, при общем изгибном колебании перекрытия в звукоизоляционной прослойке основная доля звуковой энергии передается продольными колебаниями.

4 Низшая собственная частота акустически неоднородных перекрытий указывает область частот, в которой происходит резонанс акустически неоднородного перекрытия и порой звукоизоляция становится ниже, чем у исходного акустически однородного перекрытия.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Мордич А.И., Белевич В.Н. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий. Бетон и железобетон. – М.: 1999, №1,-4 с.
2. Изменение №1 к СНиП П-12-77 "Защита от шума" - Минстройархитектуры РБ. – Мн., 2004 –34 с.
3. Крейтан В.Г. Защита от внутренних шумов в жилых домах. – М.: Стройиздат, 1990. – 260 с.
4. П1-99 к СНиП П-12-77. Проектирование звукоизоляции и звукопоглощения конструкциями зданий и сооружений – Мн.: МСИА РБ, 2001. – 106 с.
5. Справочник по защите от шума и вибрации жилых и общественных зданий. – Киев: "Будивельнык", 1989. – 158 с.
6. Заборов В.И. Теория звукоизоляции ограждающих конструкций. – М.: Стройиздат, 1969. – 184 с.
7. Снижение шума в зданиях и жилых районах / Г.Л.Осипов, Е.Я.Юдин, Г.Хюбнер и др. – М.: Стройиздат, 1987.-558 с.
8. Ковригин С.Д. Архитектурно-строительная акустика. – М.: Высш. школа, 1980 – 184 с.
9. Техническое заключение по результатам испытаний, договор №8/05 от 14 сентября 2005. – Мн.: "Институт БелНИИС", 2005. – 42 с.

Статья поступила в редакцию 19.02.07

УДК 624.012.44

Рак Н.А.

О РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ

Введение

Для дальнейшего развития Республики Беларусь ключевое

значение имеет строительная отрасль, призванная обеспечить потребность народно-хозяйственного комплекса страны в жи-

Рак Николай Александрович, кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220027, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65.

Строительство и архитектура

лых, общественных, производственных зданиях и сооружениях.

Современная практика отечественного строительства свидетельствует, что основой строительства являются железобетонные конструкции. В связи с этим одним из важных направлений повышения эффективности строительства является снижение ресурсоемкости этих конструкций.

При этом железобетонные конструкции должны иметь необходимый уровень надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности. Обеспечение всех этих требований должно осуществляться уже на стадии проектирования конструкций. В связи с этим большое значение имеет совершенствование методов проектирования, разработка нормативных документов по расчету и конструированию железобетонных конструкций.

Нормы проектирования конструкций должны являться своеобразным инструментом реализации результатов научных исследований в практику проектирования и строительства. При этом должно выполняться непрерывное совершенствование нормативных документов с учетом новых результатов исследований, выполняемых как в Республике Беларусь, так и за рубежом, а также новых зарубежных нормативных документов.

В нашей стране вопросу разработки нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций уделяется большое внимание. В 2002 году был утвержден и с июля 2003 года введен в действие СНБ 5.03.01-02 [1], который заменил (в части конструкций из тяжелого бетона) действовавший почти 20 лет СНиП 2.03.01-84 [2]. При разработке нового нормативного документа [1] учтены новые научно обоснованные методы проектирования железобетонных конструкций, осуществлена в максимально возможной степени гармонизация с положениями европейских норм проектирования (в их состоянии на конец 2002 г.), а также сохранена преемственность с отдельными положениями предыдущих норм [2]. При этом были существенно повышены требования к надежности рассчитываемых железобетонных конструкций, а также требования по обеспечению их долговечности.

За время, прошедшее с момента введения в действие первых отечественных норм [1], появились новые научно обоснованные методы расчета конструкций, появились новые материалы, опубликованы европейские нормы по общим правилам проектирования железобетонных конструкций [3], а также свод правил Российской Федерации [4]. В связи с этим с целью актуализации норм [1] на протяжении 2004-2006 годов в них периодически в установленном порядке вносились изменения.

В 2005 году в Республике Беларусь вступил в силу Закон «О техническом нормировании и стандартизации», существенно изменивший систему стандартизации. Согласно новой системе функции норм проектирования переданы техническим кодексам установившейся практики, которые представляют собой «технический нормативный правовой акт, разработанный в процессе стандартизации, содержащий основанные на результатах установившейся практики технические требования к процессам разработки, производства, эксплуатации (использования), хранения, перевозки, реализации и утилизации продукции или оказанию услуг».

Для реализации Закона в настоящее время ведется работа по разработке технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь (далее ТКП) в области проектирования железобетонных конструкций, основным из которых является ТКП «Бетонные и железобетонные конструкции. Строительные нормы проектирования. Часть 1. Основные положения».

Предполагается, что указанный ТКП будет распространяться на проектирование всех типов бетонных и железобетонных конструкций, применяемых в промышленном, гражданском, транспортном, гидротехническом строительстве и других областях, изготавливаемых из бетонов средней плотностью не менее 1000 и не более 2800 кг/м³, эксплуатирую-

щихся при воздействии температур не выше плюс 50 и не ниже минус 40 °С, и устанавливать обязательные технические требования к ним, методам их расчета и конструирования.

Разрабатываемый ТКП должен сохранять преемственность с действующими нормами СНБ 5.03.01-02 [1] (с изменениями № 1-3). Однако в связи с тем, что область применения разрабатываемого ТКП значительно расширена по сравнению с действующими нормами [1] потребуются существенная переработка ряда некоторых основных положений, отдельных методов расчета и конструирования, гармонизация с большим числом европейских нормативных документов в этой области.

Важным требованием при разработке ТКП должно быть включение в нее, как правило, только тех методов расчета, которые основаны на максимально приближенных к реальным физическим расчетных моделях. При этом расчетные зависимости указанных методов расчета должны содержать наиболее существенные параметры реального напряженного состояния конструкций, а второстепенные факторы могут быть учтены эмпирическими зависимостями.

В данной статье рассмотрены вопросы, связанные с разработкой для последующего включения в ТКП такого метода для расчета прочности железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии.

Постановка задачи

Действующими в Республике Беларусь нормами [1] (с учетом изменений № 1-3) установлено, что расчет прочности элементов из тяжелого бетона при местном сжатии (в случае равномерного распределения нагрузки по площади сжатия) должен выполняться из условия

$$N_{Sd} \leq f_{cud} \cdot A_{c0}, \quad (1)$$

где N_{Sd} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ; f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию, определенное по формуле

$$f_{cud} = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{cd}, \quad (2)$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию; α – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки; ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, определяемый по формуле

$$\omega_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,max}, \quad (3)$$

здесь f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению; k_u – коэффициент эффективности бокового обжатия при смятии, принимаемый для тяжелого бетона по формуле

$$k_u = 0,8 \frac{f_{cd}}{f_{ctd}}, \text{ но не менее } 14; k_f \text{ – коэффициент, учиты-}$$

вающий неравномерность бокового обжатия; $\omega_{u,max}$ – предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии; A_{c0} – площадь смятия; A_{c1} – площадь распределения, симметричная относительно центра площади смятия.

После подстановки в формулу (2) выражения (3) получаем

$$f_{cud} = f_{cd} + k_u \cdot k_f \cdot f_{ctd} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,max} \cdot f_{cd} \quad (4)$$

Зависимость (3), учитывающая повышение прочности бетонных элементов при местном сжатии, была предложена автором в работе [5] на основе расчетной модели, исходящей

из того, что бетон под областью приложения нагрузки находится в условиях создаваемого окружающим бетоном бокового обжатия. При этом значение напряжений бокового обжатия зависит от прочности бетона на растяжение и соотношения размеров площадей A_{c0} и A_{c1} .

Действующими в Республике Беларусь нормами [1] (с учетом изменений № 1-3) установлено, что расчет прочности элементов из тяжелого бетона, усиленного косвенным армированием, при местном сжатии должен выполняться из условия

$$N_{Sd} \leq f_{cud,eff} \cdot A_{c0}, \quad (5)$$

где N_{Sd} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ; $f_{cud,eff}$ – приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \Phi_0 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \Phi_s, \quad (6)$$

но не более $2 \cdot f_{cudf}$,

здесь f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле (4); Φ_0 – коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\Phi_0 = \frac{1}{0,23 + \Psi}, \quad (7)$$

здесь $\Psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}$; ($f_{yd,xy}$ и f_{cd} – в Н/мм²);

$f_{yd,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток; ρ_{xy} – коэффициент армирования, равный

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n},$$

здесь n_x , A_{sx} , l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y , A_{sy} , l_y – то же, в другом направлении; A_{eff} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования (рис. 1а), считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения A_{c1} ; s_n – расстояние между сетками; Φ_s – коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия, определяется по формуле

$$\Phi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{c0}}{A_{eff}}. \quad (8)$$

В случае если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования при определении площади смятия A_{c0} и площади распределения A_{c1} учитывается только площадь бетона внутри контура сеток. Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны различаться более чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и 1/4 меньшей стороны сечения.

На первый взгляд построение формулы (6) кажется логичным. При отсутствии косвенного армирования второе слагаемое исчезает, и приведенное расчетное сопротивление

становится равным расчетному сопротивлению бетона смятию, определяемое по формуле (4). С другой стороны, в случае, когда площадь приложения нагрузки A_{c0} равна площади A_{eff} бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, первое слагаемое становится равным f_{cd} , коэффициент Φ_s становится равным 1, формула (6) преобразуется к известной формуле для определения прочности при сжатии бетона, усиленного косвенным армированием.

Однако само построение формулы (6), несмотря на простоту, методически неверно, не соответствует реальному напряженно-деформированному состоянию железобетонного элемента, противоречит построению формулы (4), правильно отражающей такое состояние бетонного элемента. В связи с этим назрела необходимость разработки для расчета прочности железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии новой методики, которая была бы построена на тех же предпосылках, что и существующая нормативная методика расчета для бетонных элементов. При этом последняя должна являться частным случаем новой методики.

Основные положения и зависимости методики расчета

При разработке новой методики расчета были приняты следующие предпосылки:

1. Центральный прямоугольный блок, имеющий площадь $A_{c0} = l_{x0} \cdot l_{y0}$, испытывает при местном сжатии боковое давление от окружающего его бетонного блока, наружный контур которого совпадает с контуром сеток косвенного армирования размерами l_x и l_y площадью $A_{eff} = l_x \cdot l_y$ (рис. 1б).
2. Прочность центрального блока на местное сжатие зависит от его прочности на осевое сжатие и величины приведенного бокового давления.
3. Прочность центрального блока на осевое сжатие зависит от прочности бетона на осевое сжатие, степени косвенного армирования, предела текучести арматуры сеток.
4. Боковое обжатие на центральный блок создается обжимом из совместно работающих на растяжение окружающего бетона и сеток косвенного армирования (рис. 1в и г).
5. Значение напряжений обжатия по каждой из боковых плоскостей центрального блока зависит от соотношения размеров центрального блока и сеток косвенного армирования, площади стержней сетки, перпендикулярных рассматриваемой боковой плоскости, шага сеток по глубине элемента, предела текучести арматуры сеток, прочности бетона на осевое растяжение.
6. Степень бокового обжатия характеризуется параметром Ψ , численно равным отношению значения напряжения обжатия σ_{0k} , определенного при нормативных характеристиках материалов, к нормативному сопротивлению бетона осевому сжатию f_{ck} .
7. Влияние бокового обжатия на прочность центрального блока должно быть учтено с помощью коэффициента эффективности k_u , зависимость которого от параметра Ψ должна быть получена на основе анализа данных экспериментальных исследований.
8. Зависимость для определения коэффициента эффективности k_u при расчете железобетонных элементов при местном сжатии должна быть принята с учетом граничных

значений, установленных нормами [1] для расчета бетонных элементов.

При разработке методики будем использовать коэффициенты косвенного армирования ρ_x и ρ_y соответственно в направлениях x и y

$$\rho_x = \frac{n_x \cdot A_{sx}}{l_y \cdot s_n}, \quad \rho_y = \frac{n_y \cdot A_{sy}}{l_x \cdot s_n}.$$

Между указанными коэффициентами и объемным коэффициентом армирования существует следующее соотношение $\rho_{xy} = \rho_x + \rho_y$.

Прочность центрального блока на осевое сжатие $f_{cd,eff}$ можно определить по формуле

$$f_{cd,eff} = f_{cd} + \Phi_0 \cdot (\rho_x + \rho_y) \cdot f_{yd,xy},$$

в которой Φ_0 – коэффициент эффективности косвенного армирования при осевом сжатии, определяемый по формуле (7) с учетом соотношения $\rho_{xy} = \rho_x + \rho_y$.

Значения напряжений обжатия бетона центрального блока, создаваемых совместно работающим на растяжение окружающим бетоном и сетками косвенного армирования, составят

$$\sigma_{0x} = (f_{ctd} + \rho_x \cdot f_{yd,x}) \cdot \left(\frac{l_x - l_{0x}}{l_{0x}} \right);$$

$$\sigma_{0y} = (f_{ctd} + \rho_y \cdot f_{yd,y}) \cdot \left(\frac{l_y - l_{0y}}{l_{0y}} \right).$$

Приведенное значение напряжений обжатия определим по следующей формуле

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{0x} + \sigma_{0y}}{2}.$$

Тогда прочность центрального блока на местное сжатие можно определить по формуле

$$f_{cud,eff} = f_{cd,eff} + k_u \cdot \sigma_0,$$

в которой k_u – коэффициент эффективности бокового обжатия, создаваемого совместно работающим на растяжение окружающим бетоном и сетками косвенного армирования, при местном сжатии.

Вывод основной расчетной зависимости выполним для наиболее часто встречающегося случая местного сжатия, когда местная сжимающая нагрузка на элемент квадратного сечения приложена центрально по площадке, имеющей квадратную форму. При этом сетка косвенного армирования также имеет квадратную форму и одинаковое количество стержней в двух ортогональных направлениях.

В этом случае приведенное значение напряжений обжатия можно определить по формуле

$$\sigma_0 = (f_{ctd} + \rho_x \cdot f_{yd,x}) \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}} - 1 \right), \quad (9)$$

а прочность центрального блока на местное сжатие

$$f_{cud,eff} = f_{cd,eff} + k_u \cdot (f_{ctd} + \rho_x \cdot f_{yd,x}) \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}} - 1 \right). \quad (10)$$

Зависимости, описанные формулами (10) и (4), имеют единую методическую основу. Однако формула (10) имеет более общий характер – при подстановке в нее $\rho_x = 0$, $A_{eff} = A_{c1}$ и $f_{cd,eff} = f_{cd}$ получается формула (4). Кроме того, при подстановке в (10) условия $A_{eff} = A_{c0}$ получаем $f_{cud,eff} = f_{cd,eff} = f_{cd} + \Phi_0 \cdot (\rho_x + \rho_y) \cdot f_{yd,xy}$, т.е. случай равномерного сжатия элемента.

Для дальнейшего анализа формулу (10) удобно преобразовать к виду

$$k_u = \frac{(f_{cud,eff} - f_{cd,eff})}{(f_{ctd} + \rho_x \cdot f_{yd,x}) \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}} - 1 \right)}. \quad (11)$$

Формула (11) использована для вычисления величины коэффициента эффективности бокового обжатия при местном сжатии по результатам экспериментальных исследований. При этом в (11) следует подставлять фактические напряжения $f_{cud,eff}$ и средние опытные значения f_c , f_{ct} и f_y входящих в нее параметров f_{cd} , f_{ctd} и f_{yd} .

Для вычисления величины коэффициента эффективности k_u была использована выборка результатов испытаний образцов, изготовленных из тяжелого трехкомпонентного бетона, армирование которых отвечает предъявляемым нормами [1] конструктивным требованиям. Краткая характеристика образцов приведена в таблице 1.

Результаты вычислений коэффициента эффективности k_u представлены на рис.2, на котором по оси ординат отложены значения параметра Ψ , определенные по формуле

$$\Psi = \frac{\sigma_{0k}}{f_{ck}} = \frac{f_{ctk} + \rho_x \cdot f_{yk}}{f_{ck}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}} - 1 \right). \quad (12)$$

При этом нормативные значения параметров, входящих в эту зависимость, определялись по их средним значениям ($f_{ck} = f_c - 4 \text{ МПа}$, $f_{yk} = 0,88 f_y$).

Как следует из рис. 2, наблюдается значительный разброс данных. Однако прослеживается тенденция к уменьшению значения коэффициента эффективности k_u по мере увеличения значения параметра Ψ . Наилучшее приближение к средним данным может быть получено зависимостью

Таблица 1

№ Пп.	Исследования	Кол-во	Схема загрузки	f_c , МПа	σ_0 , МПа
1	Мирмунинов (1976) [6]	12	Центральная	22-46	11,3-40,8
2	Бунна (1993) [7]	13	Центральная	18-19,5	4,1-25,7
3	Гладышев (1953) [8]	26	Полосовая	17,5-20	5,8-7,4
4	Кваша (1965) [9]	10	Полосовая	23,6	6,8-9,0
5	Бунна (1993) [7]	8	Полосовая	18-19,5	4,6-7,3

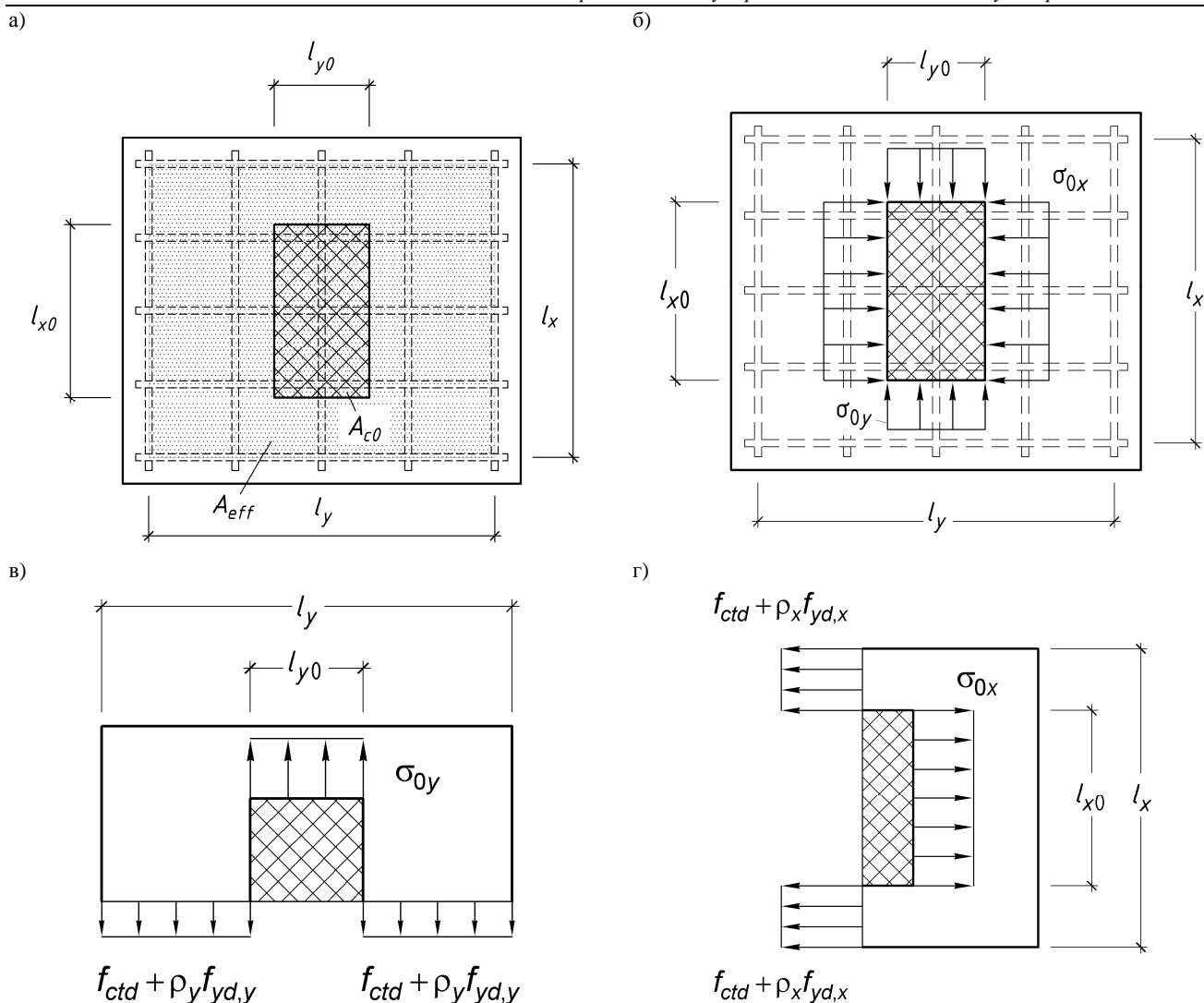


Рис. 1. К построению основных расчетных зависимостей методики расчета:

а – схема приложения нагрузки на железобетонный элемент при местном сжатии;

б – схема обжатия центрального блока бетона;

в – схема внутренних напряжений в направлении оси y ;

г – то же в направлении оси x .

$$k_u = \frac{14}{1 + 1,5 \cdot \psi} \quad (13)$$

Если определенное по указанной зависимости значение k_u для случая центрального нагружения оказывается более 10, то принимается $k_u = 10$. Для случая полосового нагружения коэффициент k_u определяется по зависимости (13), но принимается не более 8. Указанные ограничения введены для того, чтобы значения k_u не превышали значений, установленных нормами [1] для расчета бетонных элементов при местном сжатии.

ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ И НАДЕЖНОСТИ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА

По приведенным выше зависимостям были выполнены расчеты при опытных (средних) величинах параметров. Результаты расчетов свидетельствуют, что рекомендуемая методика позволяет вполне удовлетворительно оценить прочность (среднее для 69 образцов отношение опытных значений

к рассчитанным значениям составило 1,059 при коэффициенте вариации 0,185).

При расчете с учетом нормативных величин параметров среднее отношение опытных значений к рассчитанным значениям составило 1,228 при коэффициенте вариации 0,180.

Далее были выполнены вычисления при расчетных значениях параметров ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, где $\gamma_c = 1,8$; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ где, $\gamma_s = 1,1$). Повышенное по сравнению с обычным ($\gamma_c = 1,5$) значение коэффициента безопасности по бетону установлено нормами [1] и учитывает то, что разрушение железобетонных образцов при местном сжатии носит, как правило, хрупкий характер.

Вычисления при расчетных величинах параметров показали среднее отношение опытных значений к рассчитанным значениям 1,708 при коэффициенте вариации 0,190.

Результаты выполненных расчетов свидетельствуют, что предложенная методика расчета обладает требуемой точностью и обеспечивает необходимую надежность расчета железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии.

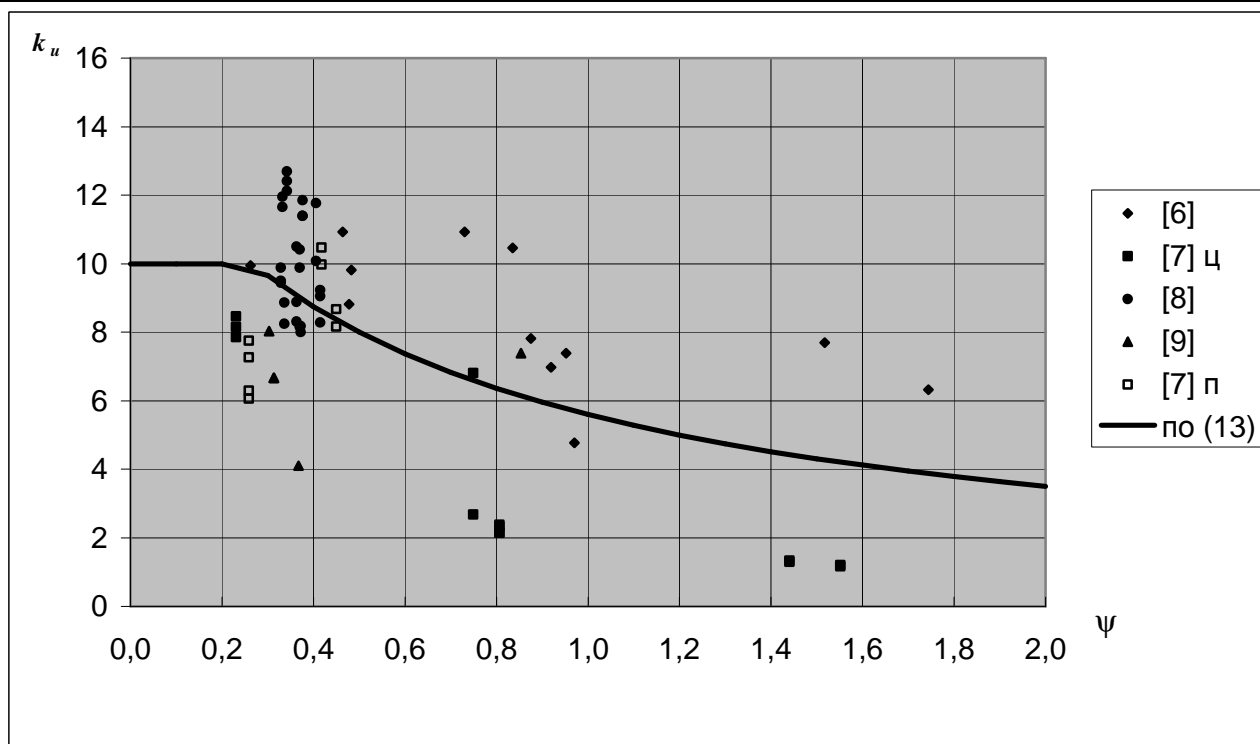


Рис. 2. Влияние значений параметра Ψ , характеризующего степень бокового обжатия на значения коэффициента эффективности бокового обжатия k_u

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработанная методика расчета прочности железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии построена на тех же предпосылках, что и существующая нормативная методика расчета для бетонных элементов при местном сжатии [1], представляет ее дальнейшее обобщение и расширение на новом более высоком уровне. При этом методика расчета бетонных элементов является частным случаем разработанной методики расчета.

В основе разработанной методики лежит предположение о наличии функциональной связи между значением коэффициента эффективности бокового обжатия и уровнем напряжений обжатия. На основе анализа экспериментальных данных предложена зависимость, связывающая значение коэффициента эффективности бокового обжатия со значением параметра, характеризующего степень бокового обжатия.

Результаты выполненных расчетов свидетельствуют, что предложенная методика расчета обладает требуемой точностью и обеспечивает необходимую надежность расчета железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии.

Это позволяет рекомендовать разработанную методику для включения во вновь разрабатываемые технические нормативные правовые акты Республики Беларусь по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. Введен 01.07.03. – Минск, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 140 с.

2. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01–84*. Введен 01.01.1986. – М.: Госстрой СССР, 1986. – 80 с.
3. European Standard. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1:2004. – Brussels: CEN, 2004. – 225 p.
4. Система нормативных документов в строительстве. Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-2003. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 30 с.
5. Rak, N. Plain Concrete Strength Under Local Compression According To Belarusian Building Code / N. Rak // Behavior of Concrete at High Temperatures and Advanced Design of Concrete Structures. – Мн.: Технопринт, 2003. – С.206-217.
6. Мирмуминов, М.М. Сопrotивление местному сжатию торцов железобетонных колонн, армированных сетками: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.М. Мирмуминов; НИИЖБ. – М., 1977. – 20 с.
7. Бунна, И. Напряженное состояние и прочность бетона и железобетона при локальных нагрузках: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / И. Бунна. – Минск, 1991. – 197 л.
8. Гладышев, Б.М. Экспериментальные исследования работы бетонных и железобетонных опорных частей: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.М.Гладышев. — Львов, 1951. — 121 л.
9. Кваша, В.Г. Исследование деформаций и прочности бетона в сечении с двухсторонней симметричной выточкой / В.Г. Кваша // Сб. науч. тр. / Львов. политехн. ин-т. – Львов, 1967. – Вып.19: Вопросы современного строительства. – С. 19–29.

Статья поступила в редакцию 23.02.07