

УДК 624.012.45.046

АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ

канд. техн. наук, доц. **Н.А. РАК, С.Ю. ТАМКОВИЧ**
(Белорусский национальный технический университет, Минск)

Представлены результаты анализа методов расчета прочности при продавливании плит из тяжелого бетона без поперечной арматуры. С использованием банка экспериментальных данных выполнена оценка точности расчета норм проектирования, действующих на территории Республики Беларусь. Определен индекс надежности конструкций, обеспечиваемый при расчете по этим нормам проектирования. Показано, что значения индекса надежности зависят в основном от вариации прочности бетона. Вариации геометрических параметров элементов и арматуры отражаются на значениях индекса надежности незначительно. На основании анализа даны предложения по совершенствованию методов расчета железобетонных плит при продавливании.

Введение. В настоящее время на территории Беларуси одновременно действуют два нормативных документа: СНБ 5.03.01-02 [1] и европейские нормы в виде технических кодексов установившейся практики (ТКП) EN 1992-1-1-2009 [2] с национальным приложением. Кроме того взамен действующего в республике СНБ 5.03.01-02 [1] разрабатывается группа технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь, в число которых входит ТКП «Бетонные и железобетонные конструкции. Часть 2. Общие правила проектирования ненапряженных конструкций из тяжелого бетона». В процессе разработки этого ТКП потребовалось проведение анализа существующих методов расчета прочности при местном срезе (продавливании) элементов из тяжелого бетона без поперечной арматуры, продавливаемых центрально нагруженной колонной. При анализе выполнялась оценка точности и надежности методик расчета, приведенных в нормативных документах, которые действуют на территории Республики Беларусь, с использованием банка экспериментальных данных по испытаниям при продавливании центрально нагруженной колонной элементов из тяжелого бетона без поперечной арматуры.

Обзор методов расчета. Изучение обоих действующих на территории Республики Беларусь нормативных документов по расчету железобетонных конструкций показало, что они исходят из того, что прочность на продавливание зависит от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона на сжатие. При этом условие прочности железобетонных плит из тяжелого бетона на продавливание без поперечной арматуры может быть представлено в следующем обобщенном виде:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = f_{cpsh} \cdot u \cdot d, \quad (1)$$

где V_{Sd} – продавливающая сила; $V_{Rd,c}$ – усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании; f_{cpsh} – расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании; u – периметр условного критического сечения; d – рабочая высота плиты.

Расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании f_{cpsh} может быть определено по обобщенной формуле

$$f_{cpsh} = \alpha_p \cdot \alpha_d \cdot f_{csh}, \quad (2)$$

где f_{csh} – расчетное сопротивление бетона простому срезу; α_p – коэффициент, учитывающий влияние продольной рабочей арматуры плиты; α_d – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора.

В таблице 1 дана сводка аналитических выражений и коэффициентов, входящих в формулы норм. При этом для наглядности анализа и упрощения аналитических зависимостей рассмотрен только вариант продавливания плиты перекрытия без поперечной арматуры центрально сжатой колонной. В связи с этим дополнительные условия, представленные в нормах, учитываться не будут, так как было установлено, что выполнение этих условий происходит только при больших толщинах плит, что характерно для фундаментов, а также при использовании высокопрочных бетонов с малым процентом армирования.

Сопоставление показало, что в рассмотренных нормативных документах имеются одинаковые подходы к механизму разрушения от продавливания и расчету прочности бетона на срез. Нормы [1, 2] учитывают повышение несущей способности в результате стеснения деформаций бетона работой продольной арматуры. В них также введен масштабный коэффициент, учитывающий уменьшение продавливающей силы при увеличении рабочей высоты до некоторого предела.

Таблица 1

Расчетные зависимости для расчета плит на продавливание

Нормативный документ	f_{csh}	α_p	α_d	U
1	2	3	4	5
СНБ 5.03.01-02 [1]	$\frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}, C_{Rd,c} = 0,225$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l \leq 0,02$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$	sq: $4l_c + 3\pi d$ C: $\pi(l_c + 3d)$
ТКП EN 1992-1-1:2009 [2]	$\frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}, C_{Rd,c} = 0,18$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l \leq 0,02$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$	sq: $4l_c + 4\pi d$ c: $\pi(l_c + 4d)$
<p>Примечание. В приведенных зависимостях сохранены обозначения нормативных документов: $f_{ck}, f_{ctk}, \gamma_c$ – соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, растяжению, определенное с обеспеченностью 0,95 (МПа); коэффициент безопасности по бетону; l_c – длина стороны (диаметр) грузовой площадки; ρ_l – коэффициент продольного армирования; d – рабочая высота.</p> <p>Условные обозначения в графе 5 таблицы: sq – квадратная колонна; c – круглая колонна.</p>				

Ранее авторами в работе [3] был выполнен подробный анализ различных методов расчета при местном срезе плит без поперечного армирования. Для этого был выполнен расчет по определению разрушающего усилия при продавливании плит из тяжелого бетона по методикам различных норм при постоянных рабочей высоте и проценте армирования и переменной прочности бетона. Результаты расчета для норм [1, 2] представлены на рисунке 1 в виде графика соотношения разрушающих усилий при продавливании к прочности бетона.

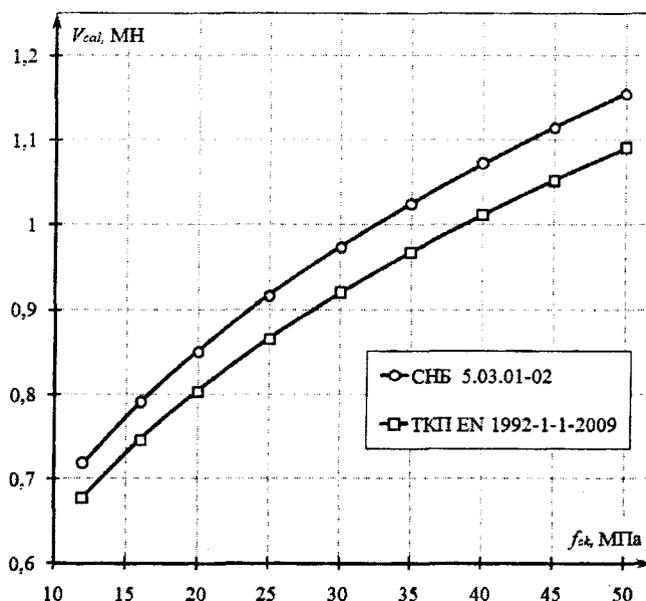


Рис. 1. Изменение значений разрушающих усилий при местном срезе V_{cal} в зависимости от прочности бетона f_{ck} (при $d = 200$ мм и $\rho = 0,01$) для норм [1, 2]

В связи с различиями в полученных результатах была поставлена задача – изучить степень соответствия положений норм данным экспериментальных исследований. В рамках решения этой задачи на первом этапе изучения был сформирован банк экспериментальных данных, на втором – выполнены расчеты для всех образцов по зависимостям норм [1, 2].

Формирование банка экспериментальных данных. Банк экспериментальных данных (БЭД) по испытаниям железобетонных элементов на местный срез [4] содержал 7 групп сведений и составлен по более чем 40 источникам, содержит свыше 680 образцов. При формировании окончательного варианта БЭД из полной выборки на первом этапе были исключены образцы малой высоты (рабочая высота менее 90 мм). На втором этапе из оставшейся выборки были исключены образцы, имеющие расстояние от внешней грани колонны до свободного края плиты менее чем $3d$ (d – рабочая высота плиты), а также из бетонов, имеющих прочность менее 10 и более 70 МПа. В результате общее число экспериментальных значений

составило 260 образцов. Краткая характеристика образцов рабочей выборки с результатами вычислений для норм [1, 2] приведена в таблице 2.

Таблица 2

Основная выборка с краткими данными опытных образцов и результатами вычислений

Автор (год исследования)	Кол-во	d , мм	l_c , мм	f_c , МПа	ρ , %	V_{exp} , кН	V_{cal} [1], кН	V_{cal} [2], кН
Elstner (1956)	25	114 ~ 117	254 ~ 355	12,8 ~ 50,6	1,15 ~ 3,7	303 ~ 579	256 ~ 488	241 ~ 523
Kinnunen (1960)	26	117 ~ 132	Ø50 ~ 300	24,1 ~ 33,5	0,47 ~ 2,39	188 ~ 541	204 ~ 450	202 ~ 454
Moe (1961)	16	114	152 ~ 388	20,5 ~ 35,2	1,02 ~ 1,5	311 ~ 440	261 ~ 364	248 ~ 363
Kakuta (1974)	21	120 ~ 170	100 ~ 300	15,4 ~ 53	0,79 ~ 3,37	190 ~ 750	186 ~ 752	185 ~ 716
Regan (1980, 1986, 1993)	30	93 ~ 200	Ø54 ~ 254	9,52 ~ 58	0,58 ~ 1,52	123 ~ 869	97 ~ 749	95 ~ 740
Iwaki (1985)	5	5	Ø98 ~ 408	25,6 ~ 26,1	1,0 ~ 2,0	178 ~ 384	163 ~ 327	163 ~ 298
Tolf (1988)	4	197 ~ 200	Ø250	22,9 ~ 25,4	0,35 ~ 0,8	444 ~ 603	405 ~ 607	444 ~ 600
Коровин (1989)	5	165 ~ 550	200	22,6 ~ 33,4	0,88 ~ 1,13	590 ~ 2450	440 ~ 2957	429 ~ 3047
Gardner (1990)	7	113 ~ 124	Ø152 ~ 203	15 ~ 24,8	0,47 ~ 2,14	230 ~ 357	195 ~ 310	190 ~ 300
Siao (1994)	9	99 ~ 200	125 ~ 300	22,9 ~ 34,7	0,79 ~ 1,44	194 ~ 603	147 ~ 608	145 ~ 600
Sistonen (1997)	10	170 ~ 177	Ø201 ~ 901	24,1 ~ 32,7	0,45 ~ 1,17	478 ~ 1111	413 ~ 998	409 ~ 897
Ghannoum (1998)	6	110	225	37,2 ~ 67,1	1,18 ~ 2,15	301 ~ 485	326 ~ 481	307 ~ 465
Marzouk (2002, 2004)	7	120 ~ 125	250	34 ~ 35	0,35 ~ 1,0	250 ~ 420	271 ~ 354	256 ~ 333
Kosa (2003)	5	170	300	26 ~ 42,9	0,54 ~ 0,85	609 ~ 716	489 ~ 616	466 ~ 586
Liu Huang (2004)	5	125	224 ~ 300	30,1 ~ 39,6	0,8 ~ 1,91	440 ~ 557	400 ~ 493	373 ~ 466
Guandalini (2005)	6	96 ~ 210	130 ~ 260	27,6 ~ 34,7	0,33 ~ 1,5	238 ~ 1023	187 ~ 925	182 ~ 902
Hamada (2005)	14	95	100 ~ 200	32,5 ~ 42,2	0,556	127 ~ 233	139 ~ 197	137 ~ 186
Mirzaei (2008)	13	102	130	31 ~ 40,4	0,25 ~ 1,41	176 ~ 295	137 ~ 244	126 ~ 238
Sagaseta (2009)	6	210 ~ 220	260	40 ~ 67,5	0,49 ~ 1,48	602 ~ 1433	785 ~ 1273	767 ~ 1241

Примечание. В таблице представлены только те исследования, в которых общее количество опытных образцов превышало 3 штуки.

Оценка точности методов расчета. Оценка точности методов расчета, регламентированных нормами [1, 2], выполнялась согласно этапам 1 – 4 приложения D [5]:

Этап 1. Формулирование расчетной модели в форме теоретической функции сопротивления, которая содержит все определяющие основные базисные переменные X , оказывающие воздействие на рассматриваемое предельное состояние.

Этап 2. Сравнение экспериментальных и теоретических значений с построением диаграммы, содержащей пары этих значений.

Этап 3. Определение поправки среднего значения b .

Этап 4. Определение коэффициента вариации величины рассеяния δ .

При всех вычислениях использовались фактические (средние) значения геометрических параметров образцов и прочностных характеристик материалов. Основные результаты оценки точности методов расчета представлены в таблице 3, а также на рисунках 2 и 3.

Таблица 3

Основные результаты оценки точности методов расчета норм [1, 2]

Параметры	Нормативный документ	
	[1]	[2]
Поправка среднего значения b	1,123	1,164
Коэффициент вариации V_δ величины рассеяния δ	0,139	0,155

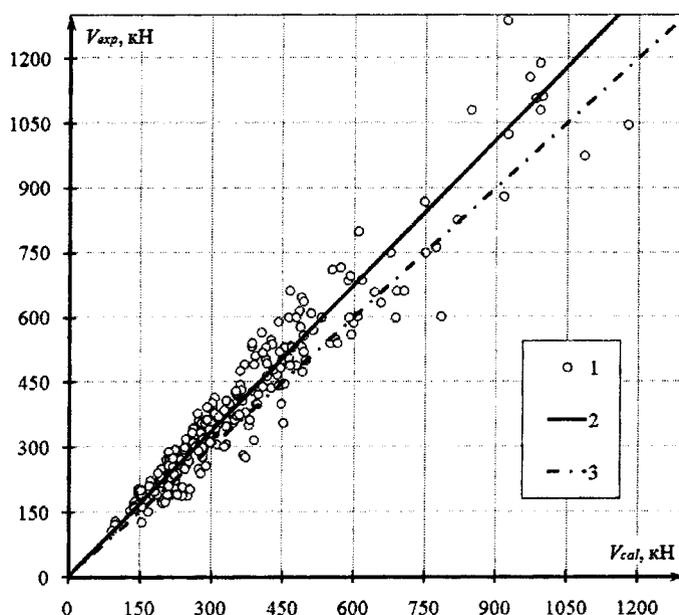


Рис. 2. Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности образцов V_{exp} с теоретическими по нормам [1] значениями V_{cal} :

- 1 – основная выборка базы данных; 2 – линия, соответствующая уравнению $V_{exp} = b \cdot V_{cal}$;
3 – линия, соответствующая равенству $V_{exp} = V_{cal}$

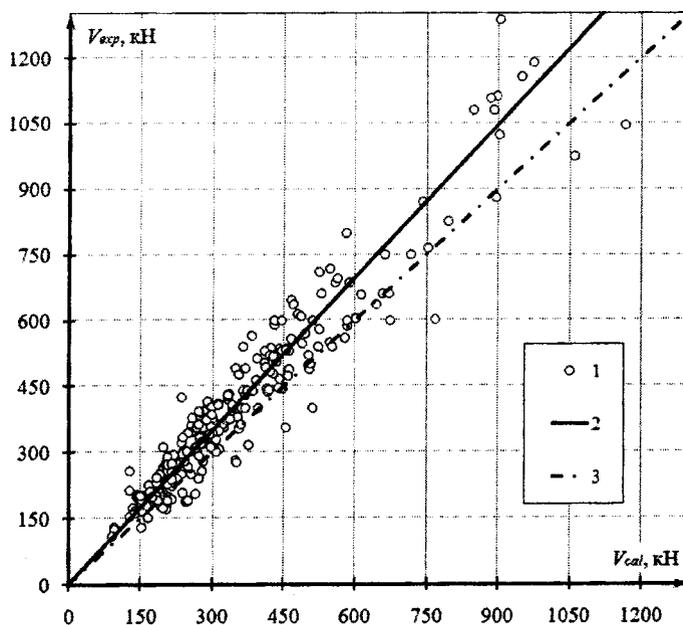


Рис. 3. Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности образцов V_{exp} с теоретическими по нормам [2] значениями V_{cal} :

- 1 – основная выборка базы данных; 2 – линия, соответствующая уравнению $V_{exp} = b \cdot V_{cal}$;
3 – линия, соответствующая равенству $V_{exp} = V_{cal}$

Анализ результатов, представленных в таблице 3 и на рисунках, позволил сделать следующие **выводы**:

- 1) отклонения поправки среднего значения b для норм [1, 2] близки к 1, не превышают 1,2 и отличаются друг от друга незначительно;
- 2) значения коэффициента вариации V_δ величины рассеяния δ не превышает 0,16;
- 3) незначительное отличие значений поправки среднего значения b и коэффициентов вариации V_δ величины рассеяния δ для норм [1, 2], по-видимому, обусловлено практически одинаковыми подходами к механизму разрушения от продавливания, а также одинаковыми расчетами прочности бетона на срез.

Оценка надежности методов расчета. Оценка надежности методов расчета для норм [1, 2] была выполнена согласно этапам 5 – 7 приложения D [5] с учетом изменчивости базисных переменных.

Этап 5. Проверка совместимости.

При проверке совместимости не выявлено существенных систематических отклонений, исключение которых позволило бы улучшить сходимость и уточнить вид функции сопротивления.

Этап 6. Определение коэффициентов вариации базисных переменных V_{X_i} .

В качестве базисных переменных X_i , оказывающих воздействие на рассматриваемое предельное состояние, приняты следующие переменные:

- прочность бетона при осевом сжатии f_{ck} ;
- длина (диаметр) площадки нагружения l_c ;
- погонная площадь арматуры A_{s0} ;
- рабочая высота сечения d .

Принятые для расчета коэффициенты вариации базисных переменных V_{X_i} средние значения переменных и их среднеквадратические отклонения приведены в таблице 4.

Таблица 4

Средние значения базисных переменных и их среднеквадратические отклонения

Базисная переменная	Обозначение (размерность)	Среднее значение, X_i	Среднеквадратическое отклонение, σ_i
X_1	f_c (МПа)	16; 20; 24; 28; 33; 38; 43; 48; 53; 58; 63; 68	5 – при расчете по [1, 2]
X_2	d (мм)	100, 150, 200	3 – при расчете по [1]; 5; 5,5; 6 – при расчете по [2] для 100 150 и 200 соответственно
X_3	l_c (мм)	300, 400	3 – при расчете по [1]; 6,5, 7,5 – при расчете по [2] для 300 и 400 соответственно
X_4	A_0 (мм ²)	1000; 1500; 2000	2,5 % среднего значения

При этом среднеквадратические отклонения большинства базисных переменных приняты равными половине предельного отклонения, устанавливаемого соответствующими стандартами на материалы и изготовление конструкций. Среднеквадратическое отклонение прочности бетона на сжатие при расчете по нормам [1, 2] принято, исходя из того, что средняя прочность бетона превышает на 8 МПа гарантируемую с обеспеченностью 95 % прочность независимо от значения средней прочности.

Этап 7. Определение расчетного значения функции сопротивления r_d при значении индекса надежности β .

Суммарный коэффициент вариации базисных переменных V_r определялся по формуле:

$$V_r = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^4 \left(\frac{\partial g_r}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2}}{g_r(\underline{X}_m)}, \quad (3)$$

где $g_r(\underline{X}_m)$ – значение функции сопротивления при средних значениях всех базисных переменных; σ_i – среднеквадратическое отклонение базисной переменной X_i ; $\frac{\partial g_r}{\partial X_i}$ – производная функции сопротивления по базисной переменной X_i при средних значениях всех базисных переменных.

Значения производных функции сопротивления из-за громоздкости аналитических выражений определялись численным дифференцированием.

Анализ результатов вычислений суммарного коэффициента вариации базисных переменных V_r показал, что определяющее влияние на его значение оказывает вариация прочности бетона, а изменчивость остальных параметров (геометрических и арматуры) сказывается незначительно. В таблице 4 базисные переменные выстроены в порядке вклада их коэффициента вариации в суммарный коэффициент вариации V_r . Суммарный коэффициент вариации V_r функции сопротивления определялся по формуле

$$V_r = \sqrt{V_n^2 + V_s^2}. \quad (4)$$

Результаты вычисления суммарного коэффициента вариации V_r , приведены на рисунке 4 (для наглядности показаны только варианты вычислений при следующих исходных данных: рабочая высота сечения $d = 150$ мм, процент армирования $\rho_l = 1\%$, длина площадки нагружения $l_c = 400$ мм).

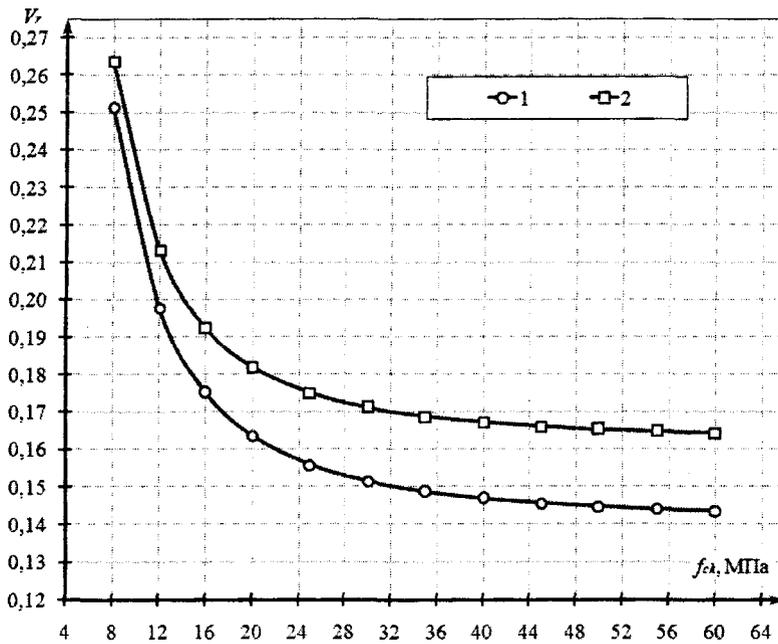


Рис. 4. Зависимость значений суммарного коэффициента вариации функции сопротивления V_r от значений прочности бетона f_{ck} :
1 – расчет по [1]; 2 – расчет по [2]

Динамика изменения с ростом прочности бетона f_{ck} значений суммарного коэффициента вариации V_r , при расчете по нормам [1, 2] существенно не различается. Это обусловлено тем, что определяющее значение на динамику изменения V_r оказывает среднее квадратическое отклонение прочности бетона, которое не зависит от прочности бетона и равно 5 МПа. Следует отметить, что на значение коэффициента вариации V_r , помимо прочности бетона, также влияние оказывают значения коэффициента вариации V_δ величины рассеяния δ , которые имеют различные значения для норм [1, 2].

Проведенный анализ показал, что именно величиной V_δ обусловлено различие в значениях V_r . Влияние других базисных переменных не столь существенно.

Изменение значений V_r для норм [1] происходит в диапазоне от 0,251 до 0,144, а для норм [2] в диапазоне от 0,263 до 0,164 и носит нелинейный характер, который определяется среднее квадратическим отклонением прочности бетона. Резкое изменение значений коэффициента вариации V_r наблюдается в диапазоне прочностей от 8 до 16 МПа, в то время как для прочностей более 20 МПа изменение значений V_r происходит более плавно с ростом прочности бетона.

Расчетное значение функции сопротивления r_d согласно стандартизированному методу оценки (методу b приложения D [5]) при значении индекса надежности β может быть определено по формуле:

$$r_d = b \cdot g_n(\underline{X}_m) \cdot \exp(-\alpha_R \beta Q - 0,5Q^2), \tag{5}$$

где b – поправка среднего значения; $g_n(\underline{X}_m)$ – значение функции сопротивления при средних значениях всех базисных переменных; α_R – средневзвешенный коэффициент для стороны сопротивления (по методу надежности 1 порядка), принимаемый согласно [5] равным 0,8; Q – параметр, определяемый по формуле (6):

$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}. \tag{6}$$

С другой стороны, проектирование по нормам предполагает, что расчетное значение функции сопротивления определяется прямой подстановкой в нее расчетных значений характеристик свойств материалов и средних (номинальных) значений геометрических размеров, т.е.

$$r_d = g_n(\underline{X}_d). \tag{7}$$

Исходя из равенства получаемых расчетных значений обеспечиваемый нормами расчета индекс надежности β можно определить по формуле:

$$\beta = \frac{1}{\alpha_R Q} \left[\ln \frac{b \cdot g_n(X_m)}{g_n(X_d)} - 0,5Q^2 \right]. \quad (8)$$

Результаты вычисления значений, обеспечиваемого нормами расчета индекса надежности β , приведены на рисунке 5 (для наглядности показаны только варианты вычислений при следующих исходных данных: рабочая высота сечения $d = 150$ мм, процент армирования $\rho_l = 1$ %, длина площадки нагружения $l_c = 400$ мм).

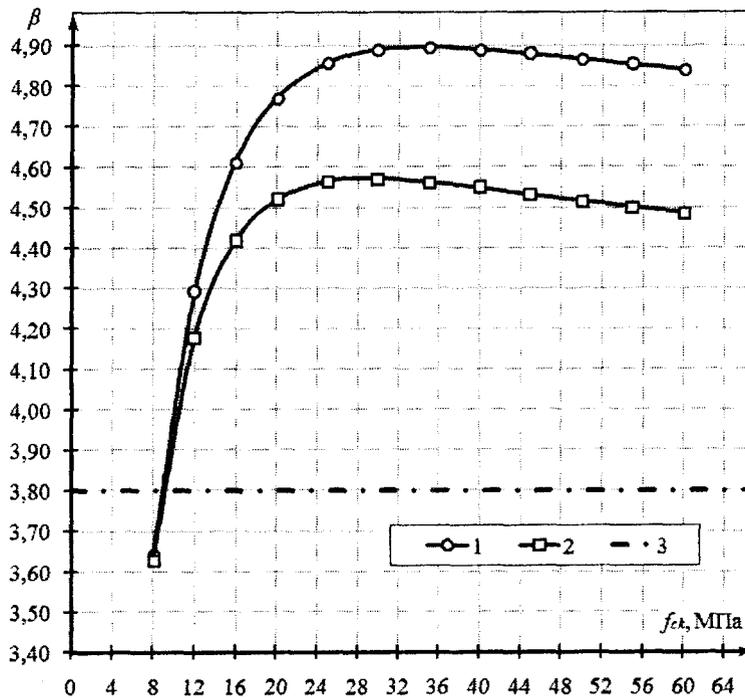


Рис. 5. Зависимость значений индекса надежности β от значений прочности бетона f_{ck} :
1 – расчет по [1]; 2 – расчет по [2]; 3 – линия $\beta = 3,8$

Динамика изменения с ростом прочности бетона f_{ck} значений в определяющей степени зависит от динамики изменения значений суммарного коэффициента вариации функции сопротивления V_n , изменение значений индекса надежности β происходит нелинейно.

При расчете по нормам [1, 2] для прочностей бетона от 8 до 30 МПа наблюдается рост значений индекса надежности, а для прочностей > 30 МПа наблюдается плавное снижение значений индекса. При этом значение индекса надежности для прочности 8 МПа равно приблизительно 3,65 для норм [1 и 2], что меньше установленного для конструкций класса надежности RC2 значения $\beta = 3,8$. В связи с этим не рекомендуется применять для работающих на местный срез конструкций этого класса надежности бетоны класса по прочности на сжатие $C^8/10$. Для прочностей больше 8 МПа при расчете по методике норм [1] значения β находятся в пределах 4,3 – 4,9, а при расчете по нормам [2] – в пределах 4,17 – 4,58, что указывает на чрезмерную надежность конструкций и на наличие запасов несущей способности.

На основании полученных результатов было принято решение выполнить корректировку представленного в нормах [1] метода расчета. В качестве корректировки было принято решение изменить значения коэффициента $C_{Rd,c}$ в нормах [1] с 0,225 на значения 0,24 и 0,255 и выполнить оценку точности и надежности при этих значениях согласно этапам приложения D [5]. В результате проведенной оценки были получены результаты, представленные на рисунке 6.

Анализ полученных результатов позволил сделать следующие выводы:

1) с увеличением коэффициента $C_{Rd,c}$ происходит снижение значений коэффициента надежности β , по-видимому, это обусловлено уменьшением поправки среднего значения b , которое при $C_{Rd,c} = 0,24$ и при $C_{Rd,c} = 0,255$ соответственно составляют 1,053 и 0,991;

2) при $C_{Rd,c} = 0,24$ значение индекса надежности для прочности 8 МПа равно приблизительно 3,3, что меньше установленного для конструкций класса надежности RC2 значения $\beta = 3,8$, а для прочностей больше 8 МПа значения β находятся в пределах 3,9 – 4,35, что указывает на наличие запасов несущей способности. В связи с этим не рекомендуется применять для работающих на местный срез конструкций этого класса надежности бетоны класса по прочности на сжатие $C^8/10$;

3) при $C_{Rd,c} = 0,255$ необходимый уровень надежности для конструкций класса RC2 обеспечивается только при прочностях бетона от 20 до 40 МПа и, как следствие, при таком значении $C_{Rd,c}$ не рекомендуется применять для работающих на местный срез конструкций этого класса надежности бетоны прочностью менее 20 и более 40 МПа;

4) на основании анализа методов расчета прочности при местном срезе плит без поперечной арматуры, продавливаемых центрально нагруженной колонной, с целью исключения излишних запасов прочности при бетонах классов $C^{12}/15$ и выше рекомендуется применить при разработке технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь метод расчета, представленный в нормах [1] с коэффициентом $C_{Rd,c} = 0,24$, вместо 0,225.

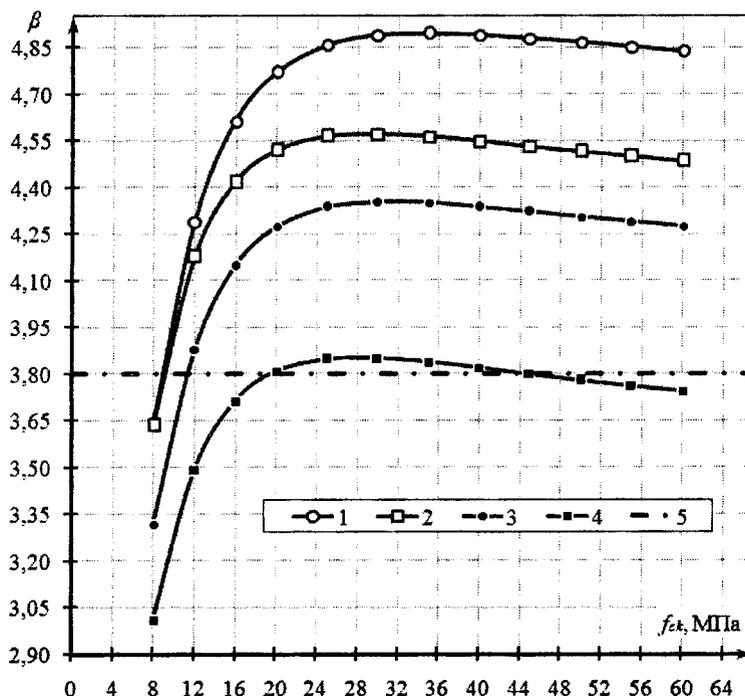


Рис. 6. Зависимость значений индекса надежности β от значений прочности бетона f_{ct} :
 1 – расчет по [1] при $C_{Rd,c} = 0,225$; 2 – расчет по [2]; 3 – расчет по [1] при $C_{Rd,c} = 0,24$;
 4 – расчет по [1] при $C_{Rd,c} = 0,255$; 5 – линия $\beta = 3,8$

Заключение. Анализ методов расчета прочности при местном срезе плит из тяжелого бетона без поперечной арматуры, продавливаемых центрально нагруженной колонной, показал, что зависимости норм [1, 2] могут быть приведены к зависимости общего вида, содержащей три множителя.

С использованием специально сформированного банка экспериментальных данных по испытаниям на местный срез плит без поперечной арматуры, продавливаемых центрально нагруженной колонной, была выполнена оценка точности методов расчета, регламентированных нормами [1, 2] согласно приложению D [5].

Оценка надежности методов расчета прочности при местном срезе плит, продавливаемых центрально нагруженной колонной, показала, что представленные в нормах [1, 2] методы расчета в большинстве случаев обеспечивают излишние запасы прочности для конструкций класса надежности RC2. В связи с этим была выполнена корректировка метода расчета норм [1] путем изменения значений коэффициента $C_{Rd,c}$.

Исходя из обеспечиваемого нормами [1] индекса надежности не рекомендуется применять для работающих на местный срез конструкций класса надежности RC2 бетоны класса по прочности на сжатие $C^8/10$, а для бетонов классов $C^{12}/15$ и выше рекомендуется применять при разработке технических кодексов

сов установившейся практики Республики Беларусь метод расчета, представленный в нормах [1] с коэффициентом $C_{Rd,c} = 0,24$, вместо 0,225.

Исследования выполнялись в рамках задания 32 «Разработать структурно-механические модели бетона и железобетона для применения в деформационных расчетах железобетонных конструкций при сложном напряженном состоянии» Государственной программы ориентированных фундаментальных исследований «Строительство и архитектура» (2006 – 2010).

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 / РУП «Стройтехнорм». – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
2. ТКП EN 1992-1-1:2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2010. – 207 с.
3. Тамкович, С.Ю. Оценка надежности методов расчета железобетонных элементов при местном срезе по отечественным и европейским нормам / С.Ю. Тамкович, Н.А. Рак // Проблемы современного бетона и железобетона: материалы второго междунар. симпоз. – Минск: Минсктиппроект, 2009. – Ч. 1. – С. 409 – 417.
4. Тамкович, С.Ю. Оценка точности методики расчета прочности железобетонных элементов при местном срезе с использованием банка экспериментальных данных / С.Ю. Тамкович, Н.А. Рак // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: материалы XVI междунар. науч.-метод. семинара. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – С. 97 – 101.
5. Основы проектирования несущих конструкций: СТБ ЕН 1990-2007 Еврокод / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2008. – 64 с.

Поступила 15.11.2010

THE ANALYSIS OF METHODS OF CALCULATION OF STRENGTH OF ELEMENTS FROM THE CONCRETE OF HIGH SPECIFIC WEIGHT WITHOUT THE TRANSVERSE REINFORCEMENT AT IMPACT PUNCTURE

N. RAK, S. TAMKOVICH

Results of analyze of methods of calculation of strength are presented at impact puncture of slabs from a concrete of high specific weight without a transverse reinforcement. With use of experimental data bank is executed an estimation of accuracy of calculation of size standards of codes of design in territory of Belarus. The index of reliability of the designs, provided at calculation on these size standards of designing is defined. It is shown, that values of an index of reliability depend in the core on a variation of strength of beton. Variations of critical bucklings of elements and armature are reflected in values of an index of reliability slightly. On the basis of the analysis offers on perfection of methods of calculation of reinforced concrete slabs are given at impact puncture.