

Пецольд Т.М., Тур В.В., Рак Н.А., Лазовский Д.Н., Таруц В.В.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НОРМАМ СНБ 5.03.01 «КОНСТРУКЦИИ БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ»

1. ТРЕБОВАНИЯ ЕВРОНОРМ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ БЕЗОПАСНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Полностью вероятностные подходы к проектированию строительных конструкций [4, 10, 22], интенсивно развиваемые в последние годы, хотя и приводят к весьма интересным утверждениям общего характера, но являются малоприменимыми для практического применения. В связи с этим при проектировании железобетонных конструкций по-прежнему используют упрощенные методы, которые вводят эквивалент вероятностной меры безопасности в виде системы детерминистических неравенств метода предельных состояний вида (1).

Так, в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций [1, 2, 5, 7, 21], надежность последних следует обеспечивать полувариантными методами расчетов по предельным состояниям, использующими расчетные значения воздействий, расчетные характеристики бетона и арматуры. При этом, расчетные значения воздействий и характеристик свойств материалов устанавливают при помощи соответствующих частных коэффициентов безопасности (в контексте СНиП 2.03.01-84* – коэффициентов надежности) по нормативным значениям этих характеристик, определенных с учетом их статистической изменчивости, а также в зависимости от класса по степени ответственности здания или сооружения.

Расчетные условия метода предельных состояний в общем случае имеют вид:

$$E_d \leq R_d, \quad (1)$$

где E_d – расчетное значение эффекта от воздействия; R_d – расчетное значение предельного усилия (вектора предельных усилий), воспринимаемого конструкцией.

Расчетное значение эффекта от воздействия (например, внутреннего усилия или вектора внутренних усилий, вызванного действием внешней нагрузки) можно записать в общем виде:

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E \{ \gamma_{f,i} \cdot F_{rep,i}; a_d \}, i \geq 1, \quad (2)$$

где a_d – расчетные значения геометрических характеристик; γ_{sd} – частный коэффициент, учитывающий погрешности (ошибку) расчетной модели, применяемой для определения эффекта от воздействия (например, внутренних усилий в расчетном сечении), а также возможные ошибки при моделировании собственно воздействий; $\gamma_{f,i}$ – частный коэффициент безопасности для воздействия, который учитывает возможность неблагоприятного отклонения от его репрезентативного значения $F_{rep,i}$, определяемого по формуле:

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k, \quad (3)$$

здесь F_k – нормативное значение воздействия (эффекта воздействия); ψ – коэффициент сочетаний для воздействия,

установленный нормами [3].

Как правило, выражение (2) используют в упрощенной записи:

$$E_d = E \{ \gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; a_d \}, i \geq 1, \quad (4)$$

где $\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{f,i}$. (5)

В свою очередь расчетное значение предельного усилия (вектора предельных усилий), которое способно воспринять конструкция, можно представить в общей форме:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \{ x_{d,i}; a_d \} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \frac{x_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\}, i \geq 1, \quad (6)$$

где x_k – нормативное значение характеристики свойств материала; γ_{Rd} – частный коэффициент, учитывающий погрешности (ошибку) расчетной модели, применяемой для определения предельных усилий; η_i – среднее значение корректирующего коэффициента, учитывающего влияние масштабного фактора, эффектов от температуры, влажности и т.д. на характеристики материала в стандартном образце и конструкции; $\gamma_{m,i}$ – частный коэффициент безопасности для материала, учитывающий возможность неблагоприятного отклонения характеристики свойства материала от её нормативных значений.

Выражение (6) может быть представлено в упрощенной форме:

$$R_d = R \left\{ \eta_j \frac{x_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\}, i \geq 1, \quad (7)$$

где $\gamma_{m,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}$. (8)

Нормы EN 1990:2001 [3] рассматривают два возможных подхода к назначению частных коэффициентов безопасности ($\gamma_{F,i}$, $\gamma_{M,i}$), участвующих в выражениях (2)..(5) и (6)..(8):

а) по соглашению специалистов, основываясь на долговременном инженерном опыте проектирования и строительства объектов (метод экспертных оценок). Как показывает анализ [23], такой подход в некоторых случаях может привести к неадекватной оценке безопасности конструкции;

б) по результатам статистического моделирования на базе экспериментальных данных и полевых наблюдений, исходя из назначенной меры безопасности конструкции.

В общем случае за меру безопасности принимают вероятность P того, что мгновенное состояние конструкции $S(t)$ в любой момент времени t принадлежит системе допустимых состояний $\{S_{dop}\}$ в течение всего планируемого периода эксплуатации объекта T , т.е.:

$$B = P \{ S(t) \in \{S_{dop}\} \}_{0 \leq t \leq T}. \quad (9)$$

Пецольд Тимофей Максимович. Д.т.н., профессор, зав. каф. ЖБК Белорусского национального технического университета. Беларусь, БНТУ, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65.

Лазовский Дмитрий Николаевич. Д.т.н., профессор, декан инженерного факультета Полоцкого государственного университета.

Тур Виктор Владимирович. Д. т. н., профессор, зав. каф. ТБиСМ Брестского государственного технического университета. Таруц Валерий Владимирович. К. т. н., доцент Брестского государственного технического университета. Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Таблица 1 – Взаимосвязь между β и P_f .

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Таблица 2 – Ориентировочные численные значения индексов надежности β в зависимости от класса ответственности зданий и сооружений [4] (при расчете по предельным состояниям первой группы, базовый расчетный период 1 год).

Относительная стоимость обеспечения безопасности конструкций	Класс ответственности		
	СС1	СС2	СС3
Высокая (А)	$\beta = 3,1 (P_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3,3 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-4})$	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$
Нормальная (В)	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 4,2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-6})$
Низкая (С)	$\beta = 4,2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-5})$	$\beta = 4,7 (P_f \approx 10^{-6})$

Таблица 3 – Рекомендуемые минимальные значения индекса надежности β (при расчете по предельным состояниям первой группы) согласно [3].

Класс надежности	Минимальное значение β	
	для расчетного периода $t = 1$ год	для расчетного периода $t = 50$ лет
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

При этом согласно [3, 17] под безопасностью понимают свойство строительного объекта, определяющее его способность к сохранению эксплуатационной пригодности в течение всего планируемого периода эксплуатации без создания потенциальной угрозы для жизни людей при всех возможных стадиях его работы (например, ремонта, реконструкции и т.д.). Представленное определение безопасности нередко связывают с понятием надежности. Вместе с тем, следует отметить, что эти два понятия не являются синонимами¹. Так международные нормы (EN 1990:2001 [3]) определяют надежность как сумму следующих составляющих: 1) безопасности; 2) пригодности к нормальной эксплуатации; 3) долговечности. При этом безопасность рассматривается как выполнение условий предельных состояний первой группы для конструкций в момент введения объекта в эксплуатацию.

Меру безопасности строительных конструкций, проектируемых по актуальным европейским нормам [2, 7, 21], принято выражать в виде формальной вероятности разрушения (отказа) P_f , изменяющейся, согласно различным источникам [11, 13, 17], в довольно широком диапазоне (от 10^{-3} до $3 \cdot 10^{-8}$), либо так называемого индекса надежности β . Известно, что вероятность отказа P_f связана с индексом надежности β следующим образом:

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (10)$$

где $\Phi(\bullet)$ – функция Лапласа; β – индекс надежности; P_f – вероятность разрушения (отказа) конструкции, определяемая:

$$P_f = P(g \leq 0) = P(R_d - E_d \leq 0). \quad (11)$$

Если функция g подчиняется закону нормального распределения, то вероятность разрушения (отказа) P_f можно представить в виде:

$$P_f = P(g \leq 0) = P(g \leq \mu_g - \beta \sigma_g), \quad (12)$$

где μ_g – среднее значение g ; σ_g – стандартное отклонение g .

Численные значения индексов надежности β , соответствующие вероятностям отказа P_f , рекомендуемые различными источниками [11, 13, 17], представлены в табл. 1.

Столь широкий диапазон изменения вероятностей отказа вызывает необходимость выделения классов надежности и установления некоторого нижнего предела P_f , при котором можно считать, что уровень угрозы безопасности объекта является допустимым.

Нормы EN 1990:2001 [3], подобно тому как и СНиП 2.07.01 [6], выделяют три класса по степени ответственности зданий и сооружений (СС1, СС2, СС3) в зависимости от значимости последствий, которые может вызвать разрушение (угроза жизни людей, экономический и социальный ущерб, экологические последствия). Необходимо отметить, что проект норм [4], в отличие от EN 1990:2001 [3] и СНиП 2.07.01 [6], помимо указаний описательного характера, устанавливает ориентировочные численные значения индексов надежности β (или вероятностей отказа P_f) для выделенных классов ответственности зданий и сооружений (см. табл. 2).

Численные значения, представленные в табл. 2, определены согласно [4] с использованием оптимизационных процедур. При разделении на классы по степени ответственности помимо описательных критериев в проект норм [4] внесен коэффициент относительной стоимости ρ , определяемый как отношение полной стоимости (стоимость возведения + прямой ущерб, связанный с разрушением) к стоимости возведения здания или сооружения. Так, при $\rho \leq 2$ здание или сооружение рекомендовано относить к первому (СС1), при $2 < \rho \leq 5$ – ко второму (СС2) и при $5 < \rho \leq 10$ – к третьему классу (СС3) ответственности. При этом если коэффициент $\rho > 10$, необходимо рассматривать вопрос о целесообразности возведения такого здания или сооружения.

Кроме того, нормы [3] устанавливают три класса надежности (RC1, RC2, RC3) строительных конструкций, разделяемые в зависимости от последствий, вызываемых разрушением, и, таким образом, связанные с классами по степени ответственности зданий и сооружений. В табл. 3 приведены реко-

¹ Некоторые специалисты считают, что использование термина «надежность» при проектировании строительных объектов является неприемлемым. Так, проф. J. Mames приводит в пользу этого четыре аргумента [13].

Не вступая в дискуссию по данному вопросу авторы статьи далее используют термины и определения, соответствующие тем, что применены в международных нормативных документах, относящихся к проектированию строительных объектов [3, 8].

мендуемые минимальные значения индексов надежности β , соответствующие назначенным классам надежности.

Как следует из [3, 11, 13, 15], практически все европейские нормы распространяются на проектирование железобетонных конструкций, относящихся ко второму классу надежности (RC2). При этом нормы [2, 3] не уточняют, какие численные значения частных коэффициентов безопасности $\gamma_{x,i}$ следует принимать при расчетах в рамках полувероятностного метода для проектирования конструкций, относящихся к первому и третьему классам надежности (RC1, RC3).

2. НОРМИРОВАНИЕ ЧИСЛЕННЫХ ЗНАЧЕНИЙ ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ БЕЗОПАСНОСТИ

Анализ, выполненный в работах [11, 13, 18], показывает, что при постоянных значениях индекса надежности β (см. табл. 3) можно подобрать с назначенной точностью систему частных коэффициентов безопасности $\gamma_{x,i}$, соответствующих принятому классу надежности. При этом, необходимо отметить, что разброс результатов калибровки $\gamma_{x,i}$ получается ощутимым при достаточно сложном алгоритме расчета. Целесообразным в этом случае является упрощение модели калибровки $\gamma_{x,i}$, базирующееся согласно [3, 8] на разделении общей меры безопасности β на две составляющие: β_E и β_R , приписанные соответственно эффектам от внешних воздействий E_d и расчетным значениям предельных усилий (несущей способности) R_d (рис. 1), меры безопасности которых могут быть выражены:

$$\beta_E = \alpha_E \cdot \beta \text{ или } P(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \cdot \beta); \quad (13)$$

$$\beta_R = \alpha_R \cdot \beta \text{ или } P(R > R_d) = \Phi(-\alpha_R \cdot \beta); \quad (13a)$$

где α_R, α_E – т.н. коэффициенты чувствительности ($|\alpha| < 1$), принимаемые равными согласно ISO 2394 [8] и EN 1990:2001 [3] $\alpha_E = -0,7; \alpha_R = 0,8$.

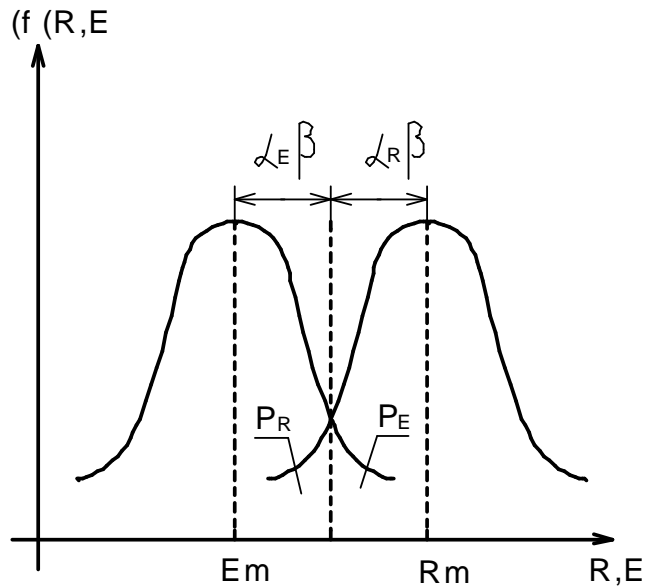


Рисунок 1 – К определению β_E и β_R согласно [3, 8].

В табл. 4 представлены значения частных коэффициентов безопасности $\gamma_{x,i}$ для воздействий и материалов, полученные калибровкой при постоянных значениях β_E и β_R с использованием представленного подхода, а также принятые в нормативных документах различных стран.

В табл. 4 жирным шрифтом выделены рекомендуемые значения частных коэффициентов безопасности, которые следует принимать при проектировании конструкций, относящихся к соответствующему классу надежности по табл. 3. Их численные значения получены в работах [11, 12] калибровкой при постоянных значениях индексов β_E и β_R .

Таблица 4 – Сопоставление численных значений частных коэффициентов безопасности $\gamma_{x,i}$ для воздействий и материалов при расчетах по предельным состояниям первой группы

Класс надежности по EN 1990:2001 [3]	Значения частных коэффициентов безопасности $\gamma_{x,i}$					Примечание
	воздействия		материалы			
	γ_G	γ_Q	γ_s	γ_c	$\gamma_{cc}^{1)}$	
RC3	1,35	1,65	1,18	1,50	1,75	Калибровка при постоянных β_E и β_R J. Pawlikowski [11]
RC2	1,35	1,50	1,15	1,50		EC-2 [2]
	1,35	1,45	1,15	1,40	1,65	Калибровка при постоянных β_E и β_R J. Pawlikowski [11]
	1,35	1,50	1,00	1,19÷1,38		L. Ostlund [15]
	1,35	1,50	1,05	1,27		NKB [13]
	1,15	1,40	1,15	1,50	1,70	PN [7]
	1,35	1,50	1,15	1,50	1,80	СНБ 5.03.01 [1]
	1,10	1,60				СНиП 2.07.01 [6]
RC1			1,05÷1,20	1,30; 1,50 ²⁾		СНиП 2.03.01 [5]
	1,15	1,35	1,11	1,30	1,45	Калибровка при постоянных β_E и β_R J. Pawlikowski [11]

Примечания: ¹⁾ Получено при увеличении значения β на 0,5, что учитывает возможность хрупкого разрушения неармированного бетона; ²⁾ Коэффициент $\gamma_c = 1,5$ для определения расчетного сопротивления бетона при растяжении; ³⁾ Приняты следующие обозначения коэффициентов согласно [9]:

γ_G – коэффициент безопасности для постоянных нагрузок; γ_Q – то же для временных; γ_c – коэффициент безопасности для бетона; γ_{cc} – то же для неармированного бетона; γ_s – коэффициент безопасности для арматуры.

Таблица 5 – Выборка опытных данных, использованных для анализа расчетной модели СНБ 5.03.01 [1].

№ п/п	Автор	Кол-во образцов	Варьируемые параметры			
			f'_{cm} , Н/мм ²	f_{sy} , Н/мм ²	θ , рад	ρ , %
Сжатые элементы из тяжелого бетона						
1	<i>Foster, Attard, 1997</i>	68	40..93	480	0,24÷1,51	2,04÷3,07
2	<i>Hognestadt</i>	84	10..46	301	0,66÷1,57	1,68÷5,65
3	<i>Ibrahim, McGregor</i>	14	50..129	433	0,92÷1,47	1,68÷5,65
4	<i>Lee, Son</i>	32	35..93	319÷357	0,94÷1,40	1,13÷5,51
5	<i>Lloyd, Rangar, 1996</i>	36	58..97	430	0,93÷1,45	1,44÷2,20
6	<i>Беликов и др.</i>	6	32..38	417..445	1,26÷1,40	1,00÷3,89
7	<i>Еркинбеков, Артемьев</i>	23	26..55	430	1,32÷1,46	5,51÷5,69
8	<i>Рак, Мохамид</i>	9	48..70	450..651	1,57	0,50÷1,54
9	<i>Салаи</i>	14	19..50	267..910	1,08÷1,40	0,17÷3,54
10	<i>Свиридов и др.</i>	8	105..112	960	1,23	3,00÷4,04
11	<i>Чистяков, Мамедов</i>	28	26..40	324..438	0,75÷1,57	0,41÷1,57
Изгибаемые элементы из тяжелого бетона						
12	<i>Alca, Alexander</i>	12	44..90	404..412	0	2,32÷4,73
13	<i>Corley</i>	40	25..33	421..555	0	1,10÷2,93
14	<i>Gaston</i>	12	17..34	277..324	0	1,39÷5,61
15	<i>Hognestad</i>	32	21..50	308..607	0	1,62÷9,38
16	<i>Johnson</i>	11	19..22	662	0	4,60
17	<i>Mattock</i>	37	23..43	308..417	0	1,50÷5,87
18	<i>Mansur et all</i>	4	58..105	550	0	2,82
19	<i>McCollister</i>	13	13..33	282..390	0	0,97÷5,10
20	<i>Thandavamoorthy</i>	8	41..48	482..506	0	0,73÷0,84
21	<i>Булгаков, Корольков</i>	25	22..76	625..635	0	2,32÷6,50
22	<i>Жунусов и др.</i>	14	15..33	290..419	0	0,23÷2,14
23	<i>Мулин и др.</i>	27	20..87	337..1088	0	0,49÷8,67
24	<i>Рак, Мохамид</i>	10	55..72	450..785	0	0,17÷3,82
25	<i>Свиридов и др.</i>	8	108..113	960..1220	0	1,29÷2,94
Элементы из аглопоритобетона						
26	<i>Косарев</i>	18	38..47	312	0	0,95÷4,27
27	<i>Плетнев</i>	39	24..48	320..470	1,00÷1,57	0,84÷3,57
Элементы из мелкозернистого бетона						
28	<i>Беликов и др.</i>	25	23..44	417..445	1,13÷1,52	0,99÷4,00
29	<i>Лучко</i>	25	20..40	417..451	0	0,67÷3,58
Элементы из тяжелого бетона при косом изгибе и сжатии						
30	<i>Вахненко</i>	94	20..50	400..520	0÷1,57	0,21÷2,12
	Всего:	776				
В таблице приняты следующие обозначения: f'_{cm} – средняя прочность бетона; f_{sy} – предел текучести (физический или условный) арматуры; ρ – коэффициент продольного армирования; $\theta = \tan^{-1}(h/e)$ – относительный эксцентриситет.						

Как видно из представленных результатов система коэффициентов безопасности, принятая в СНБ 5.03.01 [1], соответствует проектированию конструкций, относящихся ко второму классу надежности (RC2 согласно EN 1990:2001 [3]). Вместе с тем, система коэффициентов надежности $\gamma_{x,i}$ по СНиП 2.07.01 [6] и СНиП 2.03.01 [5], используемая при расчетах по предельным состояниям в настоящее время позволяет осуществлять проектирование конструкций, относящихся к некоторому промежуточному классу между RC1 и RC2 (согласно классификации EN 1990 [3]). Очевидно, что система частных коэффициентов безопасности, приписанных классу RC1, может рассматриваться с точки зрения обеспечения не-

которого нижнего предела безопасности работы конструкции в составе строительного объекта.

3. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТАХ КОНСТРУКЦИЙ

Отдельного комментария заслуживает подход к обеспечению безопасности при выполнении нелинейных расчетов конструкций в рамках принятого в нормах [1] метода предельных состояний.

В соответствии с требованиями EN 1990:2001 [3] в процессе нелинейных расчетов при определении эффектов от воздействий используют следующие упрощенные правила:

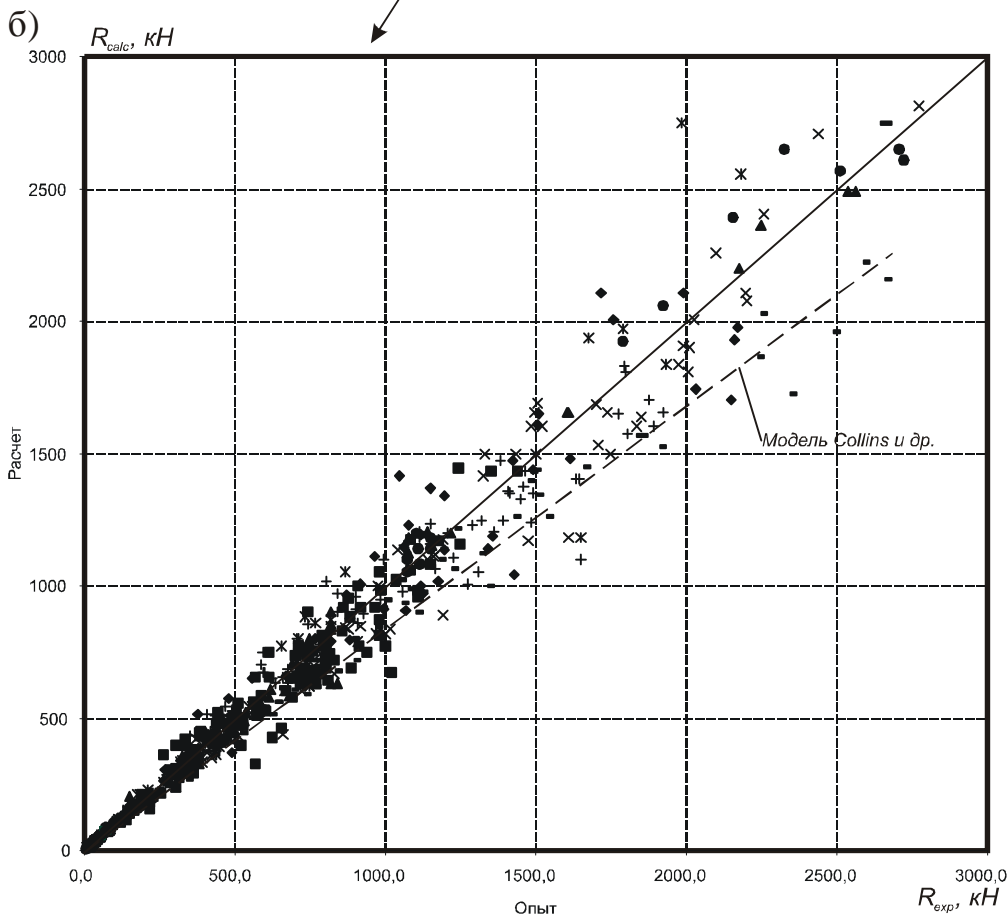
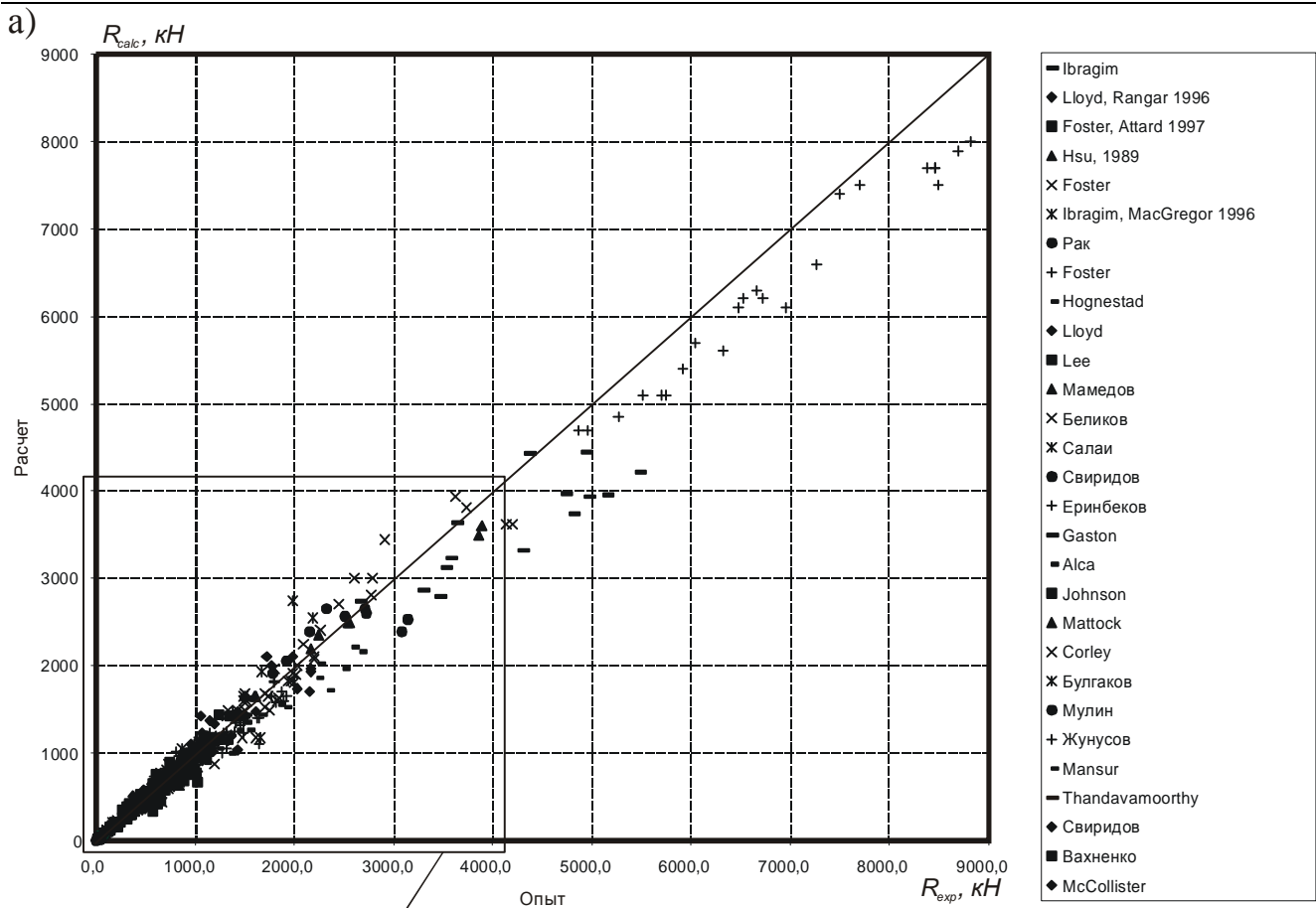


Рисунок 2 – Сравнение опытных (R_{exp}) и расчетных (R_{calc}) значений обобщенной прочности для анализируемой выборки.

Таблица 6 – Основные статистические характеристики модели СНБ 5.03.01 [1]

Статистические характеристики модели	b	$\bar{\Delta}$	S_{Δ}^2	v_{δ}	v_r^2	Q	$b \exp(-k d_{\infty} \theta - 0,5 \theta^2)$	γ_{SR}
Расчетная модель								
Деформационная модель СНБ 5.03.01	1,072	-0,0466	0,0127	0,113	0,0128	0,1126	0,757	1,32
Примечание: Основные статистические характеристики, содержащиеся в табл. 6, рассчитаны по формулам: $b = \frac{\sum r_e \cdot r_i}{\sum r_i^2}; \bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i; \Delta_i = \ln(\delta_i); \delta_i = \frac{r_{ei}}{b \cdot r_{ii}}; S_{\Delta}^2 = \frac{1}{1-n} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2; v_{\delta} = \sqrt{\exp(S_{\Delta}^2) - 1};$ $Q = \sigma_{en(r)} = \sqrt{\ln(v_r^2 + 1)}; k_{d\infty} = \alpha_R \beta = 3,04$								

а) если эффект от воздействия возрастает быстрее, чем воздействие, частный коэффициент безопасности γ_F вводят к репрезентативному значению воздействия;

б) если эффект от воздействия возрастает медленнее, чем воздействие, частный коэффициент γ_F следует использовать вместе со значениями эффекта от репрезентативного воздействия.

Следует отметить, что в подавляющем большинстве конструкций зданий и сооружений относятся к категории (а).

Для рассматриваемого случая предельные усилия, воспринимаемые конструкцией, предложено определять по выражению:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_{M,1}} \left\{ \eta_1 x_{k,1}; \eta_i x_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\}, \quad (14)$$

где $\gamma_{M,1} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,1}$; x_k – нормативные значения характеристик свойств материалов.

Как видно, представленное модифицированное выражение (14) предлагает производить нелинейный расчет конструкций при использовании, по существу, расчетных характеристик материалов.

Вместе с тем, при нелинейных расчетах сложных статически неопределимых систем в ряде случаев нет разграничения между этапом вычисления внутренних усилий от расчетных воздействий и этапом расчета сечения при заданных расчетных характеристиках материалов. Следует отметить, что для таких систем, разделяемых в процессе дискретизации на тысячи элементов, какая либо попытка изменения характеристик материалов в ходе вычислений для некоторого фрагмента перед этапом расчета прочности оказывается несостоятельной. Попросту говоря, до выполнения расчета практически невозможно заранее предвидеть, какая модификация свойств материала и в каком элементе в конечном итоге дает наиболее неблагоприятную конфигурацию. Кроме того, использование расчетных диаграмм деформирования (взамен фактических, уже являющихся достаточно условной идеализацией физической работы материалов), не столько повышает запасы прочности, сколько ведет к увеличению ошибки моделирования. Как показывает анализ, представленный в работах [12, 14], если такая замена менее ощутима при расчете прочности элементов, имеющих простую форму сечения и воспринимающих усилия, действующие в его плоскости симметрии, то для случаев, например, косоугольного сжатия погрешность моделирования может оказаться существенной.

Поэтому при выполнении нелинейных расчетов в расчетной модели целесообразно использовать средние значения базовых переменных без учета их вероятностного характера. В монографии [18] рекомендовано после завершения расчета полученное значение средней прочности (несущей способности) снижать при помощи частного коэффициента безопасно-

сти, учитывающего как несовершенства расчетной модели, так и изменчивость свойств материалов.

Одновременно к полученной расчетом прочности вводится понижающий коэффициент, учитывающий стохастический характер внешних воздействий. Очевидно, что применение двух отдельных коэффициентов безопасности, относящихся к одной и той же величине, на одном этапе анализа конструкции не является целесообразным. Поэтому, при выполнении нелинейных расчетов прибегают, как правило, к линеаризационной процедуре, вводя к результату расчета т.н. глобальный коэффициент безопасности γ_{SR} .

В соответствии с положениями СНБ 5.03.01 [1] в условиях прочности при нелинейных расчетах конструкций исходя из общего условия метода предельных состояний (1), несущую способность сечения следует записать:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_{SR}} \left\{ \bar{x}_{m,i}; a_d \right\}, i > 1, \quad (15)$$

где γ_{SR} – коэффициент безопасности при нелинейных расчетах.

Численное значение коэффициента безопасности γ_{SR} может быть получено согласно [3] путем статистической оценки расчетной модели по результатам экспериментальных исследований.

Статистическую оценку расчетной деформационной модели по СНБ 5.03.01 [1], применяемой для расчета нормальных сечений при совместном действии продольных усилий и изгибающих моментов выполняли в соответствии с методикой, изложенной в [3].

Для анализа была использована выборка, включавшая 776 элементов (см. табл. 5). Рассматривали железобетонные элементы, имевшие различную форму поперечного сечения, подвергавшиеся в процессе испытаний действию изгибающих моментов и продольных сил. При этом, для анализированных элементов в широком диапазоне варьировали значения базовых переменных расчетной модели: прочностные и деформационные характеристики материалов, величины относительных эксцентриситетов приложении продольных сил, коэффициенты и дисперсность продольного армирования. Для гибких сжатых элементов расчет выполняли с учетом эффектов второго рода. Основные сведения о диапазонах варьирования базовых переменных расчетной модели для опытных образцов, использованных при анализе представлены в табл. 5.

Положения деформационной расчетной модели для нормальных сечений по СНБ 5.03.01 [1] подробно изложены в работах [20]. Расчет выполнен с использованием программного комплекса «BETA», входящего приложением в СНБ 5.03.01.

Сравнение опытных и теоретических значений обобщенных предельных усилий для проанализированной выборки представлено в графической интерпретации на рис. 2.

Обобщенные предельные усилия определяли в соответствии с методикой, изложенной в работе [19]. Как следует из анализа, выполненного в работе [12], расчетная деформационная модель СНБ 5.03.01 [1] адекватно описывает несущую способность железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил. При этом, как отмечается в работах [10, 12] на точность решения существенное влияние оказывает как вид функции, использованной для аналитического описания диаграммы деформирования бетона, так и значения базовых параметрических точек.

В соответствии с [3] вероятностная модель, описывающая несущую способность конструкции, может быть представлена в следующем виде:

$$R = b \cdot r_t \cdot \delta \quad (16)$$

где r_t – теоретическая модель, описывающая прочность (несущую способность); δ – ошибка моделирования;

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n r_{ei} r_{ti}}{\sum r_{ti}^2} .$$

здесь r_{ei} – опытные значения.

Функцию, описывающую теоретическую несущую способность конструкции, при использовании средних значений \bar{X}_m базовых переменных можно представить в виде:

$$R_m = b \cdot r_t(\bar{X}_m) \delta = b \cdot g_{rt}(\bar{X}_m) \delta, \quad (17)$$

Принимая во внимание, что расчетная несущая способность конструкции R_d согласно [3] связана с функцией средних значений R_m зависимостью вида (при $n > 100$, n – количество опытов):

$$R_d = b \cdot g_{rt}(\bar{X}_m) \exp(-k d_{\infty} \theta - 0,5 \theta^2), \quad (18)$$

коэффициент безопасности γ_{SR} , используемый в выражении (15), может быть представлен:

$$\gamma_{SR} = \frac{1}{b \cdot \exp(-k d_{\infty} \theta - 0,5 \theta^2)}. \quad (19)$$

В формуле (19) коэффициент $k d_{\infty}$ представляет собой произведение

$$k d_{\infty} = \alpha_R \cdot \beta, \quad (20)$$

где β – индекс надежности, принимаемый равным 3,8 для класса RC2 по табл. 3. Тогда, при $\alpha_R = 0,8$; $k d_{\infty} = 3,04$.

Значение коэффициента θ в формуле (19) определяют по формуле:

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(v_r^2 + 1)} \quad (21)$$

при $v_r^2 = v_{\delta}^2 + v_{rt}^2$. (22)

В формулах (21) и (22): v_{δ} – коэффициент вариаций ошибки моделирования; v_{rt} – коэффициент вариаций, учитывающий стохастический характер базовых переменных модели и определяемый по формуле:

$$v_{rt}^2 = \frac{\text{var}[g_{rt}(x)]}{g_{rt}^2(\bar{X}_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}(\bar{X}_m)} \times \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2. \quad (23)$$

Основные статистические характеристики деформационной модели и значение коэффициента безопасности γ_{SR} , полученные в результате анализа, содержатся в табл. 6.

Как видно из результатов, представленных в табл. 6, для нелинейной расчетной модели СНБ 5.03.01 [1] значение коэффициента безопасности γ_{SR} в выражении (15) составляет

1,32 (для сравнения: немецкие нормы DIN 1045 [21] предлагают использовать $\gamma_{SR} = 1,3$).

Как отмечалось ранее, точность расчетной модели, использующей полную диаграмму деформирования бетона существенным образом зависит как от выбора собственно аналитического описания зависимости « $\sigma_c - \epsilon_c$ », так и значений относительных деформаций в параметрических точках (ϵ_{cl} , ϵ_{cu}).

Принятая в СНБ 5.03.01 [1] единая диаграмма в виде «мадридской параболы» не достаточно корректно описывает физическую работу высокопрочного бетона (более $C^{50/70}$), главным образом на нисходящей ветви деформирования.

Кроме того, существенной дисперсией обладают функциональные зависимости, описывающие значения относительных деформаций в параметрических точках диаграммы. С учетом влияния выявленных несовершенств модели в СНБ 5.03.01 [1] рекомендовано использовать при нелинейных расчетах конструкций $\gamma_{SR} = 1,35$.

ВЫВОДЫ

1. Система частных коэффициентов безопасности γ_{xi} , применяемых для определения расчетных значений воздействий и характеристик материалов, принятая в СНБ 5.03.01 [1], позволяет производить проектирование бетонных и железобетонных конструкций, относящихся к первому и второму классу надежности (RC1, RC2) согласно классификации EN 1990:2001 [3]. Для проектирования конструкций, относящихся к третьему классу надежности (RC3) следует использовать систему коэффициентов безопасности по табл. 4.
2. При выполнении нелинейных расчетов конструкций, относящихся ко второму классу надежности (RC2) по деформационной модели СНБ 5.03.01 [1], значение коэффициента безопасности γ_{SR} рекомендовано принимать равным $\gamma_{SR} = 1,35$. Совершенствование расчетной модели, а главным образом, уточнение аналитических описаний и значений параметрических точек диаграмм деформирования материалов, более полно отражающие их поведение под нагрузкой, позволят скорректировать принятые значения коэффициентов безопасности.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пр. СНБ 5.03.01–2001 «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования» (Последняя редакция) – Минск. Стройтехнор.– 274 с.
2. EN 1992–1:2001 (Final Draft, October, 2001) Eurocode–2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and Rules for building – Brussels – 2001, October.– 230 p.
3. EN 1990:2001. Eurocode – Basis of structural design.
4. Probabilistic Model Code (12th Draft): Part 1 – Basis of Design – Joint Committee of Structural Safety – JCSS–OSTL/DIA/VROU – 10–11–2000.– 57 p.
5. СНиП 2.03.01–84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования/ Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985 – 79 с.
6. СНиП 2.07.01–85. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986 – 34 с.
7. PN–B–03264–1999 “Konstrukcji betonowe, zelbetowe I sprenzone: Obliczenia statyczne I projektowanie.– Polski Komitet Normalizacyjny, 1999 – 103 p.
8. ISO 2394. General principles on reliability for structures.
9. ISO 3898. Basis for design structures – Notations – General symbols.
10. *Расторгуев Б.С., Павликов В.В.* Оценка надежности нормальных сечений железобетонных элементов с использо-

- ванием стохастических диаграмм деформирования бетона и стали// Бетон и железобетон.– № 2.– 2000.– с. 16–19.
11. **Pawlikowski J.** Normowe miary I klasy niezawodności konstrukcji z betonu// Inżynieria I budownictwo.– N 10.– 2001.– p.p. 586–588.
 12. **Тур В.В., Пецольд Т.М., Рак Н.А., Лазовский Д.Н.** К оценке ошибок моделирования в расчетах прочности нормальных сечений железобетонных конструкций при использовании различных диаграмм деформирования для бетона// Материалы международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы расчета зданий, конструкций и их частей: теория и практика» – Мн.: 2001 г.
 13. Basis of Design of Structures. Proposal of Modification of Partial Safety Factors in Eurocodes, NKB Committee Work Reports, 1990:OIE.
 14. **Holicky M., Vroumenvelder T.** Reliability Analysis of Reinforced Concrete Column. Acta Polytechnica, Praha, vol. 36.– N 2.– 1996.
 15. **Ostlund S.** An estimation of γ values. An application of probabilistic method.– СЕВ Bulletin d'Information.– N 202, July.– 1991.
 16. **Pawlikowski J.** Analiza probabilistyczna normowych zapasow bezpieczeństwa przyjmowanych z uwagi na obliczenia stale I zmiene.– Prace ITB.– N 4.– 1999
 17. **Ajdukiewicz A., Mames J.** Betonowe konstrukcji sprezone.– Wydawnictwo Politechniki Slaskiej.– Gliwice, 2001 – 502 s.
 18. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych według Eurocodu 2.– Wyd. Naukowe PWN.– Warszawa–Wrocław, 1996 – 334 s.
 19. **Zhong W., Hong H.P.** Modeling of Strength of Short Reinforced Concrete Columns// ACI Structural Journal.– vol. 97, N 3.– 2000 – p.p. 427–435.
 20. **Лазовский Д.Н., Глухов Д.О.** Математическое обеспечение программы расчета напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных элементов/ в кн. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовки инженерных кадров РБ.– Технопринт, Минск, 2000 – с. 146–151.
 21. DIN 1045–1 Tragenwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1.
 22. **Складнев И.Н., Драйер Ф.Э.** О вероятностном расчете и проектировании железобетонных изгибаемых элементов// Строительная механика и расчет сооружений.– 1983.– № 1 – с. 3–7.
 23. **Пецольд Т.М., Казачек В.Г.** Расчет нормальных сечений железобетонных элементов с учетом упруго-пластических свойств арматуры// Строительство и архитектура Беларуси.– № 3.– 1979.– с. 20–23.

ДИСКУССИЯ

УВАЖАЕМАЯ РЕДАКЦИЯ.

В Вашем журнале 1(7) за 2001г. опубликована статья Н.А. Рака «Влияние деформативности узла сопряжения с фундаментом стаканного типа на напряженно-деформированное состояние рам каркасных зданий». По принятым предпосылкам расчета, выбранной расчетной схеме и методу решения к автору возникает вопросы, которые я изложу ниже.

1. Расчетную схему узла сопряжения колонны с фундаментом стаканного типа нельзя представить в виде составной балки, так как размеры поперечного сечения колонны и глубина ее заделки в стакан имеют один порядок. Даже если (пренебрегая этим фактом) посчитать показатель гибкости по М.И. Горбунову для заделанной части колонны, то окажется, что эту часть колонны можно считать жесткой и поэтому она не изгибается в стакане, а поворачивается (рис. 1). Поэтому для ее расчета нельзя применять метод начальных параметров, принятый автором.

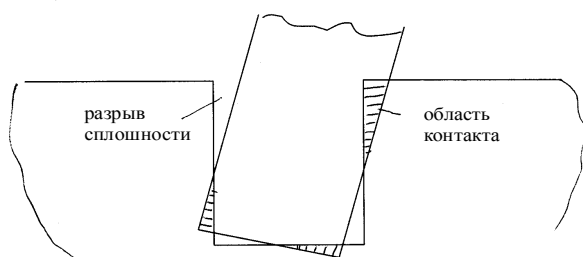


Рисунок 1 – Схема деформирования нижней части колонны в стакане.

2. В прошлом столетии М.М. Холмянским для расчета анкерных деталей в бетонной среде была использована гипотеза коэффициента постели. Это было вызвано сложностью решения задачи со свободными границами и мало разработанным математическим аппаратом того времени для расчета анкера. Современные методы решения контактных задач позволяют решить сейчас поставленную автором задачу без привлечения отжившей себя модели местно-деформируемой бетонной среды.

3. Также, по-видимому, нельзя пренебрегать силами трения и сцепления по боковой поверхности низа колонны с бетоном замоноличивания. Эти силы могут значительно исказить полученные автором результаты.
4. При испытаниях автор прикладывает к колонне продольную силу (колонна работает на продольно-поперечный изгиб), а при расчете составной балки эта продольная сила не учитывается. Если ее учитывать, то в дифференциальном уравнении (2) появится дополнительное слагаемое, содержащее вторую производную по прогибам. Вывод: В статье Н.А. Рака расчетная схема опорного узла колонны выбрана не совсем точно, поэтому полученные результаты являются спорными и требуют уточнения.

Д.т.н., профессор

С.В. Босаков.

УВАЖАЕМАЯ РЕДАКЦИЯ.

Опубликованная в № 1(7) Вашего журнала за 2001 г моя статья «Влияние деформативности узла сопряжения колонны с фундаментом стаканного типа на напряженно-деформированное состояние рам каркасных зданий» привлекла внимание д.т.н. проф. Босакова С.В., у которого возникли вопросы, связанные с принятыми в статье предпосылками расчета, выбранной расчетной схеме и методу решения.

Прежде чем перейти к ответам на поставленные вопросы хочу поблагодарить уважаемого проф. С.В. Босакова за внимание, проявленное к моей статье, а редакционную коллегию за возможность ответить на возникшие вопросы на страницах журнала.

По существу поставленных вопросов имею сообщить следующее.

1. Заделанная часть колонны вполне может рассматриваться как гибкая балка и, следовательно, для ее расчета можно применять метод начальных параметров.
2. В подтверждение этого подсчитаем, как это и предложено С.В. Босаковым, показатель гибкости t колонны по формуле (71) [1]

$$t \approx 10 \frac{E_0}{E_1} \cdot \left(\frac{l}{h} \right)^3, \text{ где } E_0 \text{ и } E_1 \text{ — модули деформаций соответственно основания (бетона замоноли-$$

чения) соответственно основания (бетона замоноли-

- чивания) и бетона колонны, l — глубина заделки колонны в стакан фундамента, h — высота сечения колонны (размер в плоскости изгиба).
- Поскольку отношение глубины заделки колонны в фундамент к высоте сечения колонны согласно требованиям существующих нормативных документов на проектирование фундаментов [2] изменяется в пределах от 1 до 1,5, а отношение модулей деформаций бетонов замоноличивания и колонны изменяется в пределах от 0,6 до 0,8, то величина показателя гибкости t изменяется в пределах от 6 до 12.
 - Согласно [1] при такой гибкости колонна относится к расчетной категории коротких или длинных полос, имеющих конечную жесткость.
 - При решении задачи использован хорошо зарекомендовавший себя классический метод расчета балок на упругом Винклеровском (гидростатическом) основании. При определении деформаций стыка колонны с фундаментом применение этого вида основания позволяет напрямую учесть имеющую место разрывность сплошности контакта между бетоном замоноличивания и бетоном колонны.
 - Выбор метода решения задач определяется по нашему мнению не «возрастом» его разработки, а его способностью решить задачу с точностью, приемлемой для практики проектирования конструкций. Например, сам С.В. Босаков (см. статью [3] в № 1(7) Вашего журнала за 2001 г.) широко использует для решения контактных задач метод Ригца, разработанный еще в начале прошлого столетия (1909 г.).
 - Силы трения и сцепления по боковой поверхности низа колонны с бетоном замоноличивания в рамках принятой модели стыка в виде составной балки без связей сдвига учесть было невозможно. В связи с этим расчеты по этой методике выполнялись при усилиях, составляющих примерно 60-70 % от опытной разрушающей нагрузки, когда уже были преодолены усилия трения, и начинался, как видно из графиков на рис. 2 статьи, резкий рост угла поворота. При меньших нагрузках предложенная методика дает завышение, а при больших занижение расчетного угла поворота по сравнению с опытным.
 - В разработанной методике влияние продольной силы не учитывалось и, следовательно, в дифференциальных уравнениях упругой линии поясов балки слагаемое, содержащее вторую производную по прогибам, отсутствует. Такое упрощение расчетных зависимостей обосновывалось тем, что анализ показал незначительное влияние продольной силы на изгиб колонны в пределах длины составной балки (глубины заделки колонны в фундамент).
 - При анализе было установлено, что при реально возможных в практике проектирования величинах продольной силы N , жесткости поперечных связей χ и изгибной жесткости колонны EI_1 всегда выполняется условие

$$\chi \geq \frac{N^2}{4EI_1}.$$
 Следовательно, согласно теории продольно-поперечного изгиба стержней на упругом основании [4], имеет место случай жесткого основания или небольших продольных сил, когда корни характеристического уравнения являются комплексными сопряженными.

Выполненные расчеты показали, что величина безразмерного параметра $k = \frac{N^2}{4\chi EI_1}$ при оговоренных выше условиях изменяется в пределах от $1 \cdot 10^{-6}$ до $1 \cdot 10^{-5}$. При этом величины нормальных фундаментальных функций по длине заделанной части колонны, определенные по формулам (163)-

(165) [4] отличаются не более чем на 0,1 % от величин этих функций, определенных при отсутствии продольных сил.

Таким образом, по нашему мнению, можно сделать вывод о том, что в рамках принятых предпосылок получено удовлетворяющее требованиям практики проектирования решение задачи расчета деформаций стыка колонны со стаканым фундаментом и полученные результаты не требуют уточнения.

Однако это совсем не означает, что не следует разрабатывать другие более совершенные методы решения поставленной задачи, позволяющие на основе учета более широкого круга параметров рассматриваемого стыка получить результаты, которые будут в большей степени отражать его действительную работу.

В этом смысле, по нашему мнению, и следует понимать пожелание С.В. Босакова о дальнейшем уточнении расчетной схемы стыка. Поставленные им вопросы побудили автора статьи еще раз критически подойти к полученному решению задачи и в этом смысле данная дискуссия должна рассматриваться как крайне полезная и своевременная.

Экспериментально и теоретически изучая на протяжении достаточно длительного времени действительную работу стыков железобетонных колонн с фундаментами различных типов, мы вполне ясно представляем все многообразие определяющих ее факторов, а также сложность разработки методов расчета, учитывающих действительную работу стыка.

Здесь следует отметить, что еще в 1975 г. проф. А.А. Гвоздев отмечал «...пожелания о совместном расчете надземных конструкций с фундаментами и основаниями, о широком учете пространственной работы конструкций и сооружений в целом, их геометрической и физической нелинейности, а также деформативности соединений своевременны и справедливы. Реализовать их, однако, не легко, и решение этих задач потребует немало времени и труда» [5].

В этой связи, предлагая к опубликованию методы расчета стыка колонны с фундаментом [6-9], мы считали, что эти методы позволяют учесть факторы, в той или иной мере определяющие действительную работу стыка, являются определенными шагами в решении этой задачи. При этом перечень учитываемых факторов увеличивался, и соответственно усовершенствовались методы расчета, позволяя обеспечивать удовлетворительную для практики проектирования точность расчета.

Что касается, рассматриваемой методики расчета [9], то в ней остались неучтенными силы трения, которые во многом определяют характер деформирования стыка на первых этапах нагружения. Не учтено также образование и раскрытие трещин в стенках стакана фундамента, определяющие характер деформирования стыка на последующих этапах вплоть до его разрушения.

В настоящее время нами разработана более совершенная деформационная модель расчета стыка колонны со стаканым фундаментом, позволяющая рассчитать напряженно-деформированное состояние стыка на любых стадиях его нагружения, включая стадию образования трещин в стенках стакана и стадию разрушения стыка. При этом на всех стадиях работы стыка учитывается нелинейность деформаций бетона при сжатии и растяжении, образование трещин в стенках стакана, а также силы трения по нижнему торцу колонны и боковым поверхностям колонны, перпендикулярным плоскости изгиба.

Статью, в которой отражены основные положения деформационной модели расчета стыка железобетонной колонны с фундаментом стаканного типа, направляю в редакцию журнала.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. — М.: Стройиздат, 1984. — 680 с.
2. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) / Ленпромстройпроект. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. Босаков С.В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2001. — № 1(7) — С. 109-112.
4. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в трех томах. Том 1. — М.: Машиностроение, 1968. — 832 с.
5. Гвоздев А.А. О нормах проектирования строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. — 1975. — № 6. — С. 79.
6. Рак Н.А., Пецольт Т.М. Напряженное состояние центрифугированных колонн кольцевого сечения в зоне защемления в фундамент // Строительные конструкции: Сб. ст. — Мн.: ИСиА, 1983. — С. 44-51.
7. Рак Н.А., Пецольт Т.М. К образованию трещин в нормальных сечениях кольцевых колонн в зоне их примыкания к фундаменту // Рациональные строительные конструкции зданий и сооружений: Сб. ст. — Мн.: ИСиА, 1985. — С. 19-26.
8. Рак Н.А. Деформативность узла сопряжения железобетонных колонн со стаканными фундаментами // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. ст. — Гомель: БелГУТ, 1998. — С. 139-143.
9. Рак Н.А. Влияние деформативности узла сопряжения колонны с фундаментом стаканного типа на напряженно-деформированное состояние рам каркасных зданий // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2001. — № 1(7) — С. 99-105.

С уважением, к.т.н., доц

Н.А. Рак

УДК 624.012.45

Рак Н.А.

ДЕФОРМАЦИОННАЯ РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СТЫКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ С ФУНДАМЕНТОМ СТАКАННОГО ТИПА

ВВЕДЕНИЕ

Основное внимание при исследовании работы стаканых колонн с фундаментом вполне обоснованно уделялось вопросам расчета прочности и конструирования стакана. Наиболее значительные исследования стаканых стыков колонн с фундаментами были проведены в НИИЖБе Н.Н. Коровиным [1] и под его руководством Л.В. Королевым [2], В.В. Голосовым [3], А.В. Ступкиным [4], А.А. Артемчуком [5] и др. Эти исследования послужили основой для разработки разделов пособия [6] по проектированию фундаментов, касающихся расчета прочности стаканного стыка. В значительно меньшей степени в этих исследованиях уделялось внимание изучению деформативности стаканного стыка колонны с фундаментом. В тоже время выполненные измерения деформаций стенок стакана, выявленный характер изменения угла поворота с ростом изгибающего момента в стыке показали, что стаканый стык колонны с фундаментами обладает определенной деформативностью и не может рассматриваться как абсолютно жесткий.

Известны весьма немногочисленные специальные исследования, посвященные изучению деформаций стаканного стыка колонны с фундаментом или подобных этому стыков [7,8]. В этих исследованиях на основании полученного при испытаниях характера деформирования стыка даны предложения по расчету деформаций стыка. При этом, как правило, колонна рассматривалась как абсолютно жесткая. Естественно при таком подходе принималось, что деформативность стыка определяется только деформативностью стакана. Попытки учесть реальные условия работы стыка путем введения эмпирически определенных жесткостных параметров обеспечивали удовлетворительную сходимость только в рамках конкретного исследования. Таким образом, следует признать, что данное направление в разработке методики расчета деформаций стыков себя исчерпало.

В 1980-90 г. гг. в Белорусской государственной политехнической академии были проведены экспериментальные и

теоретические исследования стыков колонн с фундаментами стаканного типа [9-12]. Причем в предлагаемых методах расчета принимались различные расчетные модели стыка. Так, например, в методиках [9, 10] бетон замоноличивания и фундамента в первом приближении рассматривались совместно как упругое бесконечное полупространство, обладающее свойствами основания Винклера первого рода. Колонна с целью упрощения зависимостей рассматривалась как бесконечно жесткая, т.е. ее деформации не учитывались. В методике расчета [12] предложено стык в пределах глубины заделки рассматривать как составной стержень, верхним поясом которой является колонна, а нижним — стакан фундамента. При этом левый конец нижнего пояса стержня защемлен от поворота и смещения, а правый свободен. Верхний пояс стержня соединен с нижним при помощи упругих поперечных связей, а его левый конец закреплен от сдвига в горизонтальном направлении и упруго от поворота. Изгибная жесткость верхнего пояса стержня определяется по жесткости сечения колонны (в необходимом случае с учетом образования трещин), а нижнего пояса - по жесткости на изгиб поперечного сечения подколоники фундамента, включая и среду замоноличивания. Поперечные связи обеспечивают совместность изгиба поясов стержня, а величиной коэффициента жесткости этих связей учитываются деформации элементов стыка в поперечной его оси плоскости. Коэффициент жесткости поперечных связей численно равен погонному усилию в них, при котором наблюдается единичное перемещение (сближение) продольных осей поясов составного стержня относительно друг друга. При определении величины коэффициента жесткости поперечных связей были учтены деформации колонны, среды замоноличивания и подколоники фундамента в плоскости их поперечного сечения. При определении жесткости упругого закрепления левого конца верхнего пояса стержня от поворота учитывается обжатие материала замоноличивания по всей толщине материала между торцом колонны и дном стакана.

Расчеты по методике [12] показали хорошую сходимость

Рак Николай Александрович. Доцент, к.т.н., доцент каф. железобетонных и каменных конструкций Белорусского национального технического университета.
Беларусь, БГПА, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65. E-mail: nrak@sf.unibel.by