

Считается, что если

$$0,1 \leq \nu \leq 1, \quad (7)$$

то левые части уравнений (1) линейно независимы, матрица A хорошо обусловлена, а решения устойчивы.

Но при значениях ν

$$0 \leq \nu < 0,1 \quad (8)$$

ухудшается линейная независимость уравнений, а нулевое значение соответствует линейной зависимости уравнений (1). Поэтому при несоблюдении критерия (7) возникает неустойчивость решений соответствующих уравнений.

Выполним оценку устойчивости решений СЛАУ, связанных с расчетом рамы, показанной на рисунке 1, для трех базовых вариантов основной системы метода сил (рис. 2), с помощью числа обусловленности μ и нормированного определителя ν . Результаты вычислений этих величин приведены в таблице.

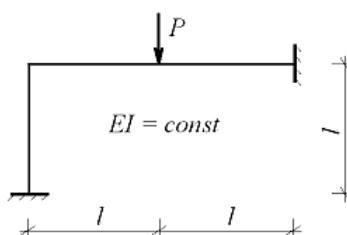


Рис. 1. Расчетная схема рамы

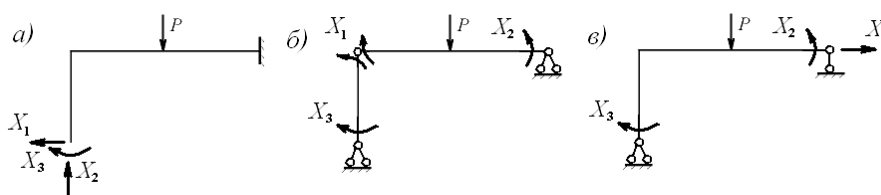


Рис. 2. Базовые варианты основной системы

Числовые оценки обусловленности матриц коэффициентов СЛАУ

Числовая оценка	Вариант основной системы метода сил		
	1-й вариант	2-й вариант	3-й вариант
μ	100,119	9,596	8,471
ν	$9,867 \cdot 10^{-3}$	0,562	0,236

На основании полученных результатов можно заключить следующее. Во-первых, обусловленность матрицы коэффициентов канонических уравнений существенным образом зависит от выбранного варианта основной системы метода сил. Согласно числовым оценкам наилучшая обусловленность получена для третьего варианта основной системы, что можно объяснить наименьшими отличиями схемы деформирования заданной системы и данного варианта основной системы. Во-вторых, матрица коэффициентов канонических уравнений для первого варианта основной системы метода сил, которая в работе [10] считалась хорошо обусловленной, согласно критерию (8) является плохо обусловленной. В-третьих, матрицы коэффициентов канонических уравнений второго и третьего вариантов основной системы метода сил хорошо обусловлены как согласно критерию (6), так и критерию (7). В-четвертых, вывод о существовании неустойчивости решений СЛАУ, которая не обнаруживается с помощью числа обусловленности, применительно к расчету рамной конструкции, рассмотренной в [10], является некорректным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фадеев, Д.К. Вычислительные методы линейной алгебры / Д.К. Фадеев, В.Н. Фадеева. – М.: Физматгиз, 1963. – 734 с.
2. Гантмахер, Ф.Р. Теория матриц / Ф.Р. Гантмахер. – М.: Наука, 1967. – 576 с.

женную в [13], автор показал, что опорный момент в стойке при определенных сочетаниях знаков вариаций коэффициентов и свободных членов канонических уравнений меняет свой знак. При этом модуль вариаций коэффициентов и свободных членов не превышает 1 %.

Поэтому можно констатировать, что решение канонических уравнений в рассмотренной задаче является неустойчивым, несмотря на то, что оценка устойчивости с помощью числа обусловленности говорила о его устойчивости, так как не соблюдалось соотношение $\mu \gg 10^{-2}$. И на этом основании были сделаны выводы о ненадежности использования числа обусловленности для оценки устойчивости решения рассмотренных уравнений, недостоверности расчета рамной конструкции и возможности ее аварии при эксплуатации в реальных условиях.

Однако данные выводы нуждаются в проверке, так как при расчете рамной конструкции методом сил возможно использование различных вариантов основной системы. Известно [3], что чем ближе основная система по параметрам напряженно-деформированного состояния к заданной, тем лучше обусловленность матрицы коэффициентов соответствующей системы канонических уравнений. Поэтому выявленная в работе [1] смена знака опорного момента рамной конструкции может быть связана с использованным в работе [2] вариантом основной системы, а не с достоверностью расчета самой конструкции вследствие неустойчивости решения канонических уравнений, не выявляемого с помощью числа обусловленности матрицы коэффициентов этих уравнений.

Исследование проводится на примере расчета рамы, рассмотренной в работах [1; 2] и приведенной на рисунке 1 расчетной схемы рамы

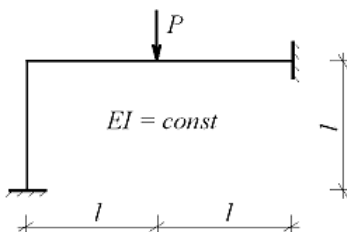


Рис. 1. Расчетная схема рамы

При расчете данной рамы методом сил возможно образование следующих базовых вариантов основной системы (рис. 2, а, б, в).

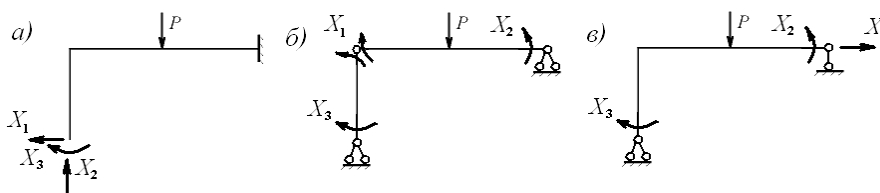


Рис. 2. Базовые варианты основной системы

Вариант основной системы, показанный на рисунке 2, а, использовался в [2].

С учетом полученных выражений для коэффициентов и свободных членов канонические уравнения метода сил для данного варианта основной системы после преобразований принимают вид

$$\begin{aligned} 14x_1 + 12x_2 + 15x_3 &= 3; \\ 12x_1 + 16x_2 + 12x_3 &= 5; \\ 15x_1 + 12x_2 + 18x_3 &= 3. \end{aligned} \quad (2)$$

Решая (2), найдем следующие значения составляющих его решения

$$x_1 = -0.25, \quad x_2 = 0.4375, \quad x_3 = 0.0833, \quad (3)$$

которые являются безразмерными внутренними усилиями стойки в опорном сечении, соответственно поперечная сила, продольная сила и изгибающий момент.

Поскольку число обусловленности матрицы коэффициентов СЛАУ (2)

$$\mu = \|A\|^{-1} \|A\| = 100.119 \quad (4)$$

не удовлетворяет признаку $\mu \gg 10^{-2}$, можно сделать вывод, что данное значение говорит о хорошей обусловленности матрицы коэффициентов и, следовательно, устойчивости решения (3).

Используя формулы Крамера, запишем опорный изгибающий момент стойки как

$$x_3 = \frac{D_3}{D},$$

где определитель D_3 , имеет вид

$$D_3 = \begin{vmatrix} 14 & 12 & 3 \\ 12 & 16 & 5 \\ 5 & 4 & 1 \end{vmatrix}.$$

Наиболее неблагоприятное сочетание знаков вариаций его элементов, согласно [1], соответствует таблице

$$\begin{vmatrix} + & - & + \\ - & + & - \\ - & + & - \end{vmatrix}.$$

Основными причинами вариаций коэффициентов и свободных членов канонических уравнений метода сил могут быть отклонения геометрических размеров реальных конструкций от их проектных значений, разброс и изменение механических характеристик конструкционных материалов, отличия внешних нагрузок от их расчетных значений. Следовательно, они оказывают одинаковое влияние на вариации величин коэффициентов и свободных членов и можно принять модуль этих вариаций одинаковым.

Тогда определитель D_3 , с учетом возможных одинаковых по модулю вариаций его элементов, принимает вид

$$D_3(\varepsilon) = \begin{vmatrix} 14 \cdot (1 + \varepsilon) & 12 \cdot (1 - \varepsilon) & 3 \cdot (1 + \varepsilon) \\ 12 \cdot (1 - \varepsilon) & 16 \cdot (1 + \varepsilon) & 5 \cdot (1 - \varepsilon) \\ 5 \cdot (1 - \varepsilon) & 4 \cdot (1 + \varepsilon) & (1 - \varepsilon) \end{vmatrix}$$

Рассматривая определитель D_3 как функцию от вариации ε , получим следующий график изменения его величины при значениях вариации величин его элементов, не превышающих 1 %.

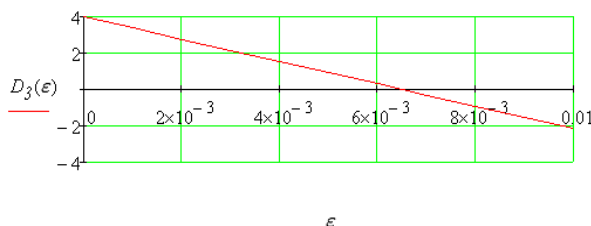


Рис. 3. Зависимость величины D_3 от вариации ε для первого варианта основной системы

Из приведенного графика видно, что величина определителя D_3 может претерпевать существенные изменения как по величине, так и по знаку, а следовательно, такие же изменения будут происходить и с опорным моментом в стойке. На этом основании в [1] делается вывод о недостоверности расчета рамы, приведенного в [2], и вероятности разрушения рамы вследствие возможного изменения знака опорного момента стойки при эксплуатации в реальных условиях вследствие неизбежности малых изменений параметров конструкции.

Сделаем аналогичный анализ изменения величины опорного момента стойки при расчете рамы методом сил с использованием двух других базовых вариантов основной системы, показанных на рисунке 2.

При расчете рамы с использованием второго варианта основной системы метода сил (рис. 2, б) канонические уравнения метода сил принимают вид

$$\begin{aligned} 12x_1 + 14x_2 - 2x_3; \\ 4x_1 + 8x_2 = 5; \\ x_1 - 2x_3 = 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Решая (5), получим то же самое значение безразмерного опорного момента стойки, что и при решении (2)

$$x_3 = 0.0833.$$

Однако для второго варианта основной системы определитель D_3 при сочетании знаков вариаций его элементов, что и в первом случае, примет вид

$$D_3(\varepsilon) = \begin{vmatrix} 12 \cdot (1 + \varepsilon) & 4 \cdot (1 - \varepsilon) & -3 \cdot (1 + \varepsilon) \\ 4 \cdot (1 - \varepsilon) & 8 \cdot (1 + \varepsilon) & 5 \cdot (1 - \varepsilon) \\ (1 - \varepsilon) & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

График функциональной зависимости величины определителя от вариации ε для второго варианта основной системы метода сил представлен на рисунке 4.

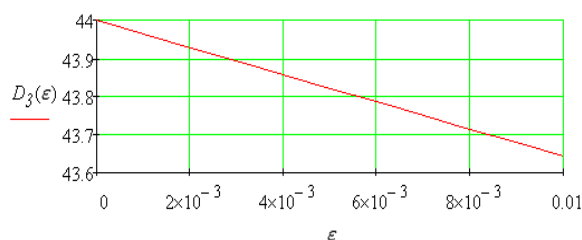


Рис. 4. Зависимость величины D_3 от вариации ε для второго варианта основной системы

При расчете рамы с использованием третьего варианта основной системы метода сил (рис. 2, в) канонические уравнения метода сил имеют вид

$$\begin{aligned} 4x_1 + 4x_2 + 14x_3 = -3; \\ 4x_1 + 8x_2 + 4x_3 = -3; \\ 14x_1 + 4x_2 + 20x_3 = 0; \end{aligned} \quad (6)$$

Решая (6), получим то же самое значение безразмерного опорного момента стойки, что и при решении (2), (5):

$$x_3 = 0.0833.$$

Для третьего варианта основной системы определитель D_3 , при том же сочетании знаков вариаций его элементов, что и в первом случае, примет вид

$$D_3(\varepsilon) = \begin{vmatrix} 4 \cdot (1 + \varepsilon) & 4 \cdot (1 - \varepsilon) & -3 \cdot (1 + \varepsilon) \\ 4 \cdot (1 - \varepsilon) & 8 \cdot (1 + \varepsilon) & -3 \cdot (1 - \varepsilon) \\ 14 \cdot (1 - \varepsilon) & 4 \cdot (1 + \varepsilon) & -3 \cdot (1 - \varepsilon) \end{vmatrix}$$

График функциональной зависимости величины определителя от вариации ε для третьего варианта основной системы метода сил представлен на рисунке 5.

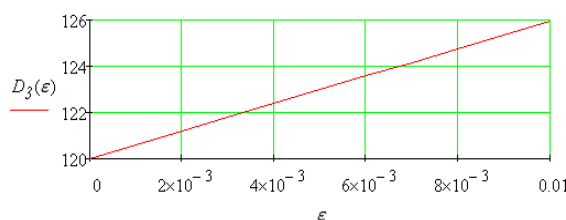


Рис. 5. Зависимость величины D_3 от вариации ϵ для третьего варианта основной системы

Из приведенных графиков на рисунках 4, 5 видно, что величина определителя D_3 в случае использования при расчете рамы методом сил второго и третьего вариантов основной системы не изменяет знак и не претерпевает заметных изменений по величине. Наибольшее относительное изменение величины определителя в обоих случаях составляет менее 1 %.

Таким образом, существенные изменения величины и знака определителя D_3 в первом случае является следствием использованного в работе [2] варианта основной системы метода сил, а не признаком неустойчивости решения канонических уравнений. Следовательно, и никаких существенных изменений опорного момента в стойке рамы в ходе эксплуатации возникнуть также не может.

ЛИТЕРАТУРА

1. Петров, Ю.П. Как получать надежные решения систем уравнений / Ю.П. Петров. – СПб.: БХВ-Петербург, 2012. – 176 с.
2. Феодосьев, В.И. Сопrotивление материалов / В.И. Феодосьев. – М.: Наука, 1979. – 559 с.
3. Ильин, В.П. Численные методы решения задач строительной механики / В.П. Ильин, В.В. Карпов, А.М. Масленников. – Минск: Выш. шк., 1990. – 349 с.

УДК 69.04

ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОГО СОЕДИНЕНИЯ В УЗЛАХ ФЕРМЫ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ

Н.И. ХЛУД, А.В. ГРЕМИТСКИХ
(Представлено: В.К. РОДИОНОВ)

Рассмотрена на примере простейшей фермы погрешность в определении напряжений при жестком и шарнирном соединении в узлах фермы. Исследовано влияние угла наклона конструкции и радиуса инерции поперечных сечений стержней на погрешность в напряжении при расчетах по шарнирной и жесткой схемам соединения в узлах.

Стержневыми системами называются системы, состоящие из отдельных, обычно прямолинейных стержней, соединенных между собой в узлах с помощью сварки, заклепок, болтов или других крепежных; одним из видов таких систем являются плоские фермы. В большинстве случаев соединения стержней фермы в узлах являются жесткими, т.е. не шарнирными. Точный расчет фермы с такими узлами весьма сложен, так как обычно она является много раз статически неопределимой системой. Если жесткие узлы фермы условно заменить шарнирными, расчет ее значительно упрощается и при известных условиях может быть выполнен с помощью одних лишь уравнений статики. Опытные данные и теоретические исследования показывают, что такая замена допустима, так как при сосредоточенных нагрузках, приложенных в узлах, усилия, возникающие в шарнирной ферме, мало отличаются от усилий в ферме с жесткими узлами (в случае, когда стержни имеют достаточно большую длину) [1].

Реальная ферма представляет собой геометрически неизменяемую стержневую конструкцию с жестким соединением прямолинейных стержней в узлах. Особенностью фермы является то, что она остается геометрически неизменяемой при условной замене жестких узлов шарнирами. У рамных и других реальных стержневых конструкций такой особенности нет. Полученная при замене жестких узлов шарнирами система является расчетной схемой фермы.

Проведенные в первой половине XX столетия теоретические и экспериментальные исследования подтвердили возможность такой замены при определенных условиях [2]. Для подтверждения данного факта была рассмотрена простейшая ферма Мизеса с шарнирным соединением в узле и с жестким соединением как рама (рис. 1, а, б), которая является системой один раз статически неопределимой и удобно рассчитывается на действие узловой нагрузки P методом сил. Основная система совпадает с расчетной схемой фермы. Фермы, образованные из шарнирного треугольника путем последовательного присоединения узлов (причем каждого с помощью двух стержней, не лежащих на одной прямой), называются простейшими. Такие фермы геометрически неизменяемы и статически определимы [3]. Грузовое состояние основной системы является безмоментным. Продольные силы в ферме и основной системе определяются методом вырезания узла. В единичном состоянии возникают и изгибающий момент m_1 , и продольная сила n_1 .

Коэффициент δ_{11} в каноническом уравнении метода сил вычисляется по формуле:

$$\delta_{11} = \sum \int_s \frac{n_1^2}{EA} ds.$$

После подстановок и вычислений получено выражение:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left(\frac{2l}{3 \cos \alpha} + \frac{2 \cos \alpha \cdot i^2}{\operatorname{tg}^2 \alpha \cdot l} \right).$$

Свободный член Δ_{1p} вычисляем по формуле:

$$\Delta_{1p} = \sum \int_s \frac{N_p \cdot n_1}{EA} ds.$$

После подстановок и вычислений получено выражение:

$$\Delta_{1p} = -\frac{P \cos \alpha \cdot i^2}{EI \cdot \sin^2 \alpha}.$$

Значение основного неизвестного X_1 :

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{P \cdot i^2 \cdot 3l}{2l^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha + 6 \cos^2 \alpha \cdot i^2}.$$

Величина изгибающего момента в узле $M = m_1 x_1$, а величина продольной силы $N = N_p + n_1 x_1$.

Из этого следует, что внутренние усилия фермы и рамы отличаются на величину изгибающего момента рамы $m_1 x_1$ и величину продольной силы $n_1 x_1$.

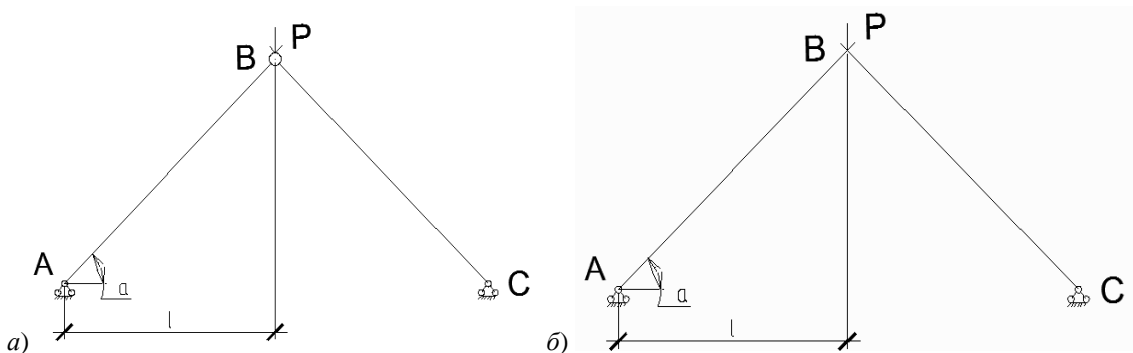


Рис. 1. Расчетная схема фермы (а), расчетная схема рамы (б)

Для определения погрешности в напряжениях, возникающих в конструкциях, рассмотрим сечение, состоящее из двух равнополочных уголков (рис. 2). Для получения более точных результатов расчеты проводились для уголков различных размеров: № 5, № 18, № 25, что позволило проводить расчет для

разных площадей сечения и радиусов инерции. Величина нагрузки P была различной для всех сечений. Угол наклона α также варьировал от 20° до 60° , а погрешность в напряжениях для данных углов изменялась от 0,3 до 22 %.

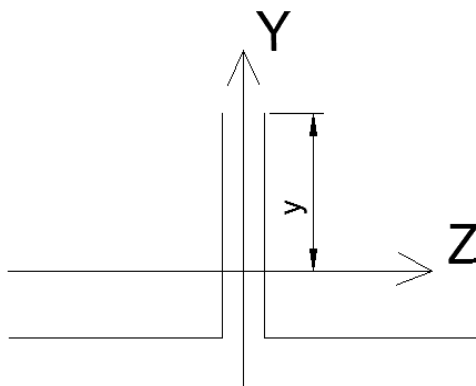


Рис. 2. Рассматриваемое сечение

Результаты расчетов вышеуказанного сечения (см. рис. 2).

Уголок № 5

$$P = 10 \text{ кН}$$

$$l = 2 \text{ м}$$

$$I_z = 20,9 \text{ см}^4$$

$$A = 4,8 \text{ см}^2$$

$$i^2 = 4,35 \text{ см}^2$$

$$y = 1,42 \text{ см}$$

$\alpha = 20^\circ$	$\sigma = 15,658 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 14,823 \text{ МПа}$	$\Delta = 5,3 \%$
$\alpha = 30^\circ$	$\sigma = 10,653 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 10,321 \text{ МПа}$	$\Delta = 3,1 \%$
$\alpha = 45^\circ$	$\sigma = 7,461 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 7,35 \text{ МПа}$	$\Delta = 1,5 \%$
$\alpha = 60^\circ$	$\sigma = 6,049 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 6,031 \text{ МПа}$	$\Delta = 0,3 \%$

Уголок № 18

$$P = 100 \text{ кН}$$

$$l = 2 \text{ м}$$

$$I_z = 23,24 \text{ см}^4$$

$$A = 42,2 \text{ см}^2$$

$$i^2 = 55,07 \text{ см}^2$$

$$y = 4,89 \text{ см}$$

$\alpha = 20^\circ$	$\sigma = 20,052 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 16,86 \text{ МПа}$	$\Delta = 16 \%$
$\alpha = 30^\circ$	$\sigma = 13,031 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 11,739 \text{ МПа}$	$\Delta = 9,9 \%$
$\alpha = 45^\circ$	$\sigma = 8,794 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 8,36 \text{ МПа}$	$\Delta = 4,9 \%$
$\alpha = 60^\circ$	$\sigma = 6,984 \text{ МПа}$	
	$\sigma_\phi = 6,839 \text{ МПа}$	$\Delta = 2,1 \%$

Уголок № 25

$P = 200 \text{ кН}$

$l = 2 \text{ м}$

$I_z = 15753 \text{ см}^4$

$A = 142 \text{ см}^2$

$i^2 = 110,94 \text{ см}^2$

$y = 7,31 \text{ см}$

$\alpha = 20^\circ$

$\sigma = 12,515 \text{ МПа}$

$\sigma_\phi = 9,754 \text{ МПа}$

$\Delta = 22 \%$

$\alpha = 30^\circ$

$\sigma = 8,049 \text{ МПа}$

$\sigma_\phi = 6,912 \text{ МПа}$

$\Delta = 14,1 \%$

$\alpha = 45^\circ$

$\sigma = 5,342 \text{ МПа}$

$\sigma_\phi = 4,958 \text{ МПа}$

$\Delta = 7,2 \%$

$\alpha = 60^\circ$

$\sigma = 4,192 \text{ МПа}$

$\sigma_\phi = 4,063 \text{ МПа}$

$\Delta = 3,1 \%$

где σ – напряжение рамы; σ_ϕ – напряжение фермы; Δ – погрешность напряжений.

На основании полученных данных были построены графики зависимости (рис. 3, 4).

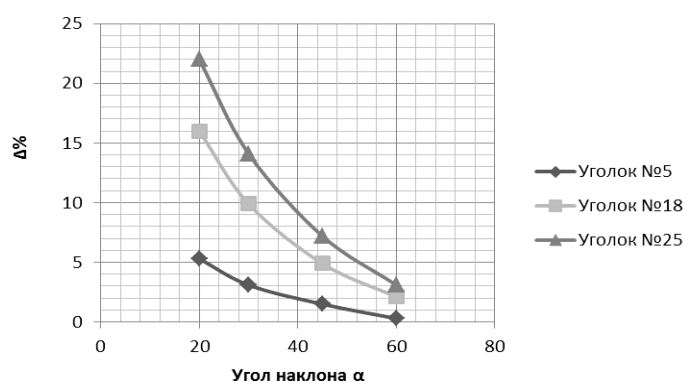


Рис. 3. Зависимость погрешности напряжений от угла наклона

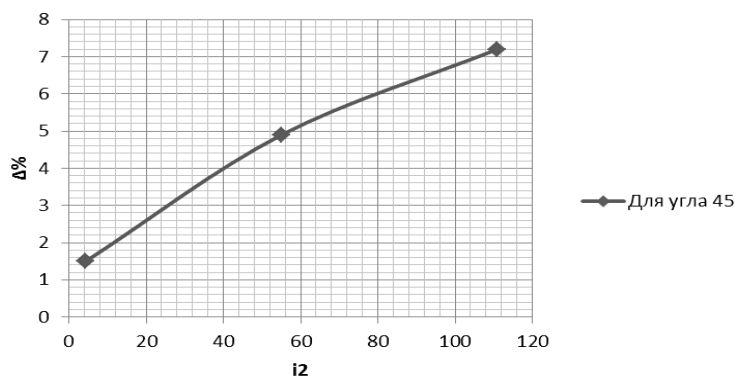


Рис. 4. Зависимость погрешности напряжений от радиуса инерции

В заключение можно сделать следующие **выводы**:

- введение шарнира в расчетную схему фермы значительно упрощает расчет. Погрешность имеет наименьшие значения при углах 45° и больше;
- с увеличением размеров поперечного сечения погрешность напряжений возрастает;
- с увеличением радиуса инерции погрешность напряжений также возрастает.

ЛИТЕРАТУРА

1. [Электронный ресурс]. – 2014. – Режим доступа: <http://knigu-besplatno.ru/item27.html>. – Дата доступа: 02.09.2014.
2. Турищев, Л.С. Строительная механика: учеб.-метод. пособие / Л.С. Турищев, О.В. Коробов, В.К. Родионов. – Новополюк: ПГУ, 2008. – 43 с.
3. Дарков, А.В. Строительная механика / А.В. Дарков. – 7-е изд. – М.: Высш. шк., 1976. – 123 с.

УДК 69.04

ВЛИЯНИЕ НАЛИЧИЯ ЗАТЯЖКИ В РАМЕ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ

Н.И. ХЛУД, А.В. ГРЕМИТСКИХ
(Представлено: **В.К. РОДИОНОВ**)

Рассмотрено на примере фермы Мизеса влияние затяжки при жестком соединении стержней в узле на полученные напряжения. Исследованы напряжения, возникающие в раме без затяжки и с затяжкой, произведено сравнение полученных данных. Исследование было проведено при разных углах наклона фермы Мизеса.

Рама представляет собой плоские конструкции, состоящие из прямолинейных, ломаных или криволинейных пролетных элементов, называемых ригелями рамы, и жестко связанных с ними вертикальных или наклонных элементов, называемых стойками рамы. Благодаря жесткому сопряжению ригеля и стоек в рамных конструкциях по сравнению с аналогичной поперечной рамой в виде фермы или балки, шарнирно опертой на колонны, достигается более эффективное использование металла и значительно повышается жесткость ригеля. Рама целесообразно проектировать при пролетах более 60 м, однако они могут успешно конкурировать с фермами и балками при пролетах 24–60 м [1].

Простейшая **ферма Мизеса с шарнирным соединением в узле** и эта же **ферма с жестким соединением как рама**, которая является системой один раз статически неопределимой и удобно рассчитывается на действие узловой нагрузки P методом сил [2].

В ферме Мизеса при узловой нагрузке с использованием шарнирной схемы соединения в узле, а также при жестком соединении в узле с расчетной схемой в виде рамы возникают горизонтальные составляющие опорных реакций (распор), усложняющие работу опорных устройств и конструкций, расположенных ниже. С целью ликвидации распора вводится затяжка.

Усилия в наклонных стержнях при расчете фермы с шарнирным соединением в узлах с затяжкой и обычной фермой Мизеса совершенно одинаковы. Распор компенсируется усилием в затяжке.

Напряженное состояние в раме без затяжки и с затяжкой будет различным.

Рассмотрим раму, которая состоит из двух стержней.

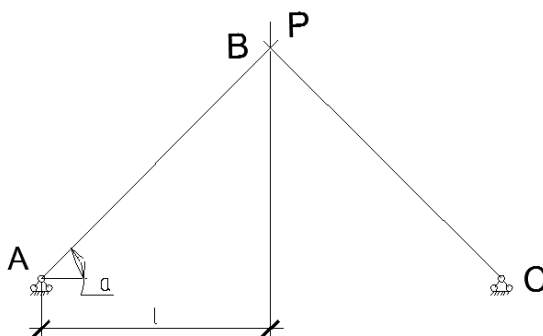


Рис. 1. Расчетная схема рамы

Коэффициент δ_{11} в каноническом уравнении метода сил вычисляется по формуле:

$$\delta_{11} = \sum_s \int \frac{n_1^2}{EA} ds.$$

После подстановок и вычислений получено выражение:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left(\frac{2l}{3 \cos \alpha} + \frac{2l^2 \cos \alpha}{l \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha} \right)$$

Свободный член Δ_{1p} вычисляем по формуле:

$$\Delta_{1p} = \sum_s \int \frac{N_p n_1}{EA} ds.$$

После подстановок и вычислений получено выражение:

$$\Delta_{1p} = -\frac{Pi^2 \cdot \cos \alpha}{EI \cdot \sin^2 \alpha}.$$

Значение основного неизвестного X_1 :

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{P \cdot i^2 \cdot 3l}{2l^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha + 6i^2 \cdot \cos^2 \alpha}.$$

Величина изгибающего момента в узле $M = m_1 x_1$, а величина продольной силы $N = N_p + n_1 x_1$. Рассмотрим сечение, состоящее из двух равнополочных уголков (рис. 2).

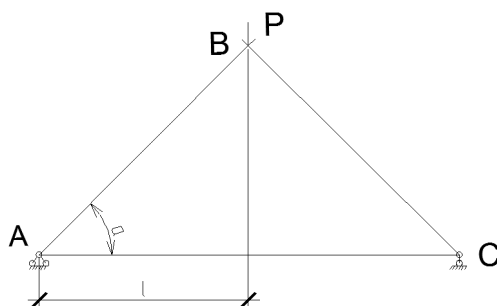


Рис. 2. Расчетная схема рамы

Для получения более точных результатов расчеты проводились для уголков различных размеров: № 5, № 18, № 25, что позволило проводить расчет для разных площадей сечения и радиусов инерции. Величина нагрузки P была различной для всех сечений. Угол наклона α также варьировал от 20 до 60°.

Рассмотрим раму с затяжкой, которая состоит из двух стержней.

Коэффициент δ_{11} в каноническом уравнении метода сил равен

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \left(\frac{2l}{3 \cos \alpha} + \frac{2i^2 (\cos \alpha + 1)}{l \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha} \right), \text{ при } A = A_3.$$

Свободный член Δ_{1p} равен:

$$\Delta_{1p} = -\frac{Pi^2}{EI} \left(\frac{\cos \alpha + 1}{\cos \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha} \right).$$

Значение основного неизвестного X_1 :

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{3Pi^2 (\cos \alpha + 1)}{2(l^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + 3 \cos \alpha i^2 (\cos \alpha + 1))}, \text{ при } A = A_3$$

Результаты расчетов рамы и рамы с затяжкой приведены в таблице.

№ 5 (для рамы с затяжкой)			№ 5 (для рамы)			
$P = 10 \text{ кН}$			$P = 10 \text{ кН}$			
$l = 2 \text{ м}$			$l = 2 \text{ м}$			
$I_z = 20,9 \text{ см}^4$			$I_z = 20,9 \text{ см}^4$			
$A = 4,8 \text{ см}^2$			$A = 4,8 \text{ см}^2$			
$i^2 = 4,35 \text{ см}^2$			$i^2 = 4,35 \text{ см}^2$			
$y = 1,42 \text{ см}$			$y = 1,42 \text{ см}$			
$\alpha = 20^\circ$	$M = 4,756 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 20^\circ$	$M = 2,457 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 15,658 \text{ МПа}$	$\Delta = 6,7 \%$
	$N = -1,456 \cdot 10^4 \text{ Н}$	$\sigma = 16,782 \text{ МПа}$		$N = -1,423 \cdot 10^4 \text{ Н}$		
$\alpha = 30^\circ$	$M = 1,823 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 30^\circ$	$M = 0,978 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 10,653 \text{ МПа}$	$\Delta = 3,3 \%$
	$N = -9,986 \cdot 10^3 \text{ Н}$	$\sigma = 11,021 \text{ МПа}$		$N = -0,990 \cdot 10^4 \text{ Н}$		
$\alpha = 45^\circ$	$M = 5,567 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 45^\circ$	$M = 3,262 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 7,461 \text{ МПа}$	$\Delta = 1,2 \%$
	$N = -7,069 \cdot 10^3 \text{ Н}$	$\Sigma = 7,553 \text{ МПа}$		$N = -7,056 \cdot 10^3 \text{ Н}$		
$\alpha = 60^\circ$	$M = 1,631 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 60^\circ$	$M = 1,078 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 6,049 \text{ МПа}$	$\Delta = 0,3 \%$
	$N = -5,773 \cdot 10^3 \text{ Н}$	$\sigma = 6,069 \text{ МПа}$		$N = 5,772 \cdot 10^3 \text{ Н}$		

Окончание таблицы

№ 18			№ 18			
$P = 100 \text{ кН}$			$P = 100 \text{ кН}$			
$l = 2 \text{ м}$			$l = 2 \text{ м}$			
$I_z = 2324 \text{ см}^4$			$I_z = 2324 \text{ см}^4$			
$A = 42,2 \text{ см}^2$			$A = 42,2 \text{ см}^2$			
$i^2 = 55,07 \text{ см}^2$			$i^2 = 55,07 \text{ см}^2$			
$y = 4,89 \text{ см}$			$y = 4,89 \text{ см}$			
$\alpha = 20^\circ$	$M = 5,722 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 20^\circ$	$M = 3,034 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 20,052 \text{ МПа}$	$\Delta = 12,5 \%$
	$N = -1,388 \cdot 10^5 \text{ Н}$	$\sigma = 22,904 \text{ МПа}$		$N = -1,423 \cdot 10^5 \text{ Н}$		
$\alpha = 30^\circ$	$M = 2,267 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 30^\circ$	$M = 1,228 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 13,031 \text{ МПа}$	$\Delta = 7,1 \%$
	$N = -9,983 \cdot 10^4 \text{ Н}$	$\sigma = 14,032 \text{ МПа}$		$N = -9,908 \cdot 10^4 \text{ Н}$		
$\alpha = 45^\circ$	$M = 7,016 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 45^\circ$	$M = 4,122 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 8,794 \text{ МПа}$	$\Delta = 3,2 \%$
	$N = -7,046 \cdot 10^4 \text{ Н}$	$\sigma = 9,086 \text{ МПа}$		$N = -7,056 \cdot 10^4 \text{ Н}$		
$\alpha = 60^\circ$	$M = 2,063 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 60^\circ$	$M = 1,376 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 6,984 \text{ МПа}$	$\Delta = 1 \%$
	$N = -5,771 \cdot 10^4 \text{ Н}$	$\sigma = 7,055 \text{ МПа}$		$N = -5,772 \cdot 10^4 \text{ Н}$		
№ 25			№ 25			
$P = 200 \text{ кН}$			$P = 200 \text{ кН}$			
$l = 2 \text{ м}$			$l = 2 \text{ м}$			
$I_z = 15753 \text{ см}^4$			$I_z = 15753 \text{ см}^4$			
$A = 142 \text{ см}^2$			$A = 142 \text{ см}^2$			
$i^2 = 110,94 \text{ см}^2$			$i^2 = 110,94 \text{ см}^2$			
$y = 7,31 \text{ см}$			$y = 7,31 \text{ см}$			
$\alpha = 20^\circ$	$M = 2,186 \cdot 10^7 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 20^\circ$	$M = 1,19 \cdot 10^7 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 12,515 \text{ МПа}$	$\Delta = 12,9 \%$
	$N = -2,642 \cdot 10^5 \text{ Н}$	$\sigma = 14,375 \text{ МПа}$		$N = -2,77 \cdot 10^5 \text{ Н}$		
$\alpha = 30^\circ$	$M = 8,955 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 30^\circ$	$M = 4,901 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 8,049 \text{ МПа}$	$\Delta = 9,4 \%$
	$N = -1,933 \cdot 10^5 \text{ Н}$	$\Sigma = 8,884 \text{ МПа}$		$N = -4,963 \cdot 10^5 \text{ Н}$		
$\alpha = 45^\circ$	$M = 2,813 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 45^\circ$	$M = 1,657 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 5,342 \text{ МПа}$	$\Delta = 4,5 \%$
	$N = -1,404 \cdot 10^5 \text{ Н}$	$\sigma = 5,596 \text{ МПа}$		$N = -1,408 \cdot 10^5 \text{ Н}$		
$\alpha = 60^\circ$	$M = 8,303 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{мм}$		$\alpha = 60^\circ$	$M = 5,543 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{мм}$	$\sigma = 4,192 \text{ МПа}$	$\Delta = 1,5 \%$
	$N = -1,154 \cdot 10^5 \text{ Н}$	$\sigma = 4,256 \text{ МПа}$		$N = -1,154 \cdot 10^5 \text{ Н}$		

σ – напряжение в поперечных сечениях; Δ – погрешность напряжений в поперечных сечениях.

На основании полученных данных были построены графики зависимости (рис. 2, 3).

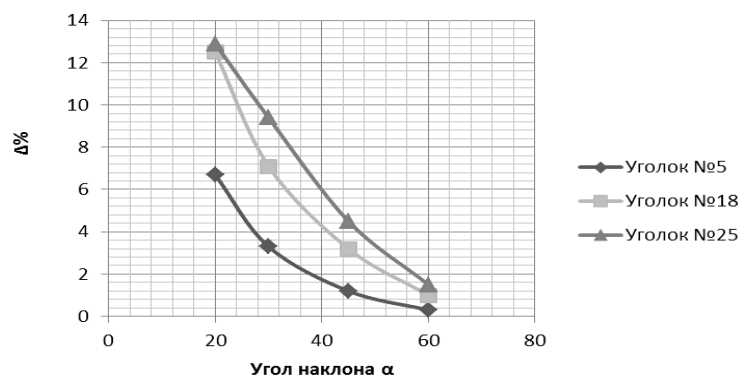


Рис. 2. Зависимость погрешности напряжений от угла наклона

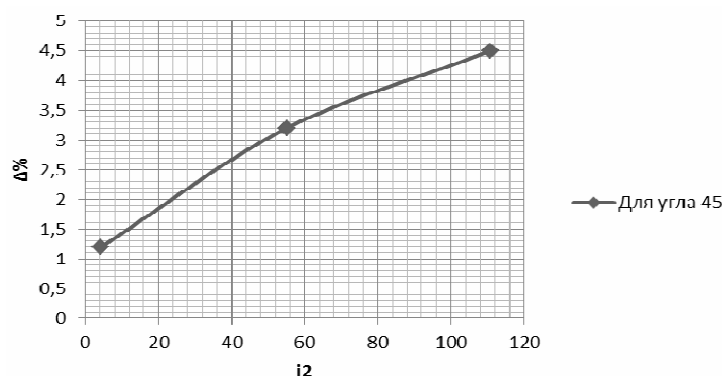


Рис. 3. Зависимость погрешности напряжений от радиуса инерции

В заключение исследования можно сделать следующие **выводы**:

1) затяжка влияет на возникающие напряжения в конструкциях, что видно из таблицы. Если сравнить полученные данные в раме и в раме с затяжкой, то видно, что напряжения в раме с затяжкой больше.

2) при наличии затяжки: с увеличением размеров поперечного сечения разница напряжений возрастает, максимальная разница достигла 12,9 %; с увеличением радиуса инерции разница напряжений также возрастает.

ЛИТЕРАТУРА

1. [Электронный ресурс]. – 2014. – Режим доступа: <http://www.bibliotekar.ru/spravochnik-108-metallokonstrukcii/31.htm>. – Дата доступа: 10.09.2014.
2. Дарков, А.В. Строительная механика / А.В. Дарков. – 7-е изд. – М.: Высш. шк., 1976. – 123 с.

УДК 624.014

АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ АРОК

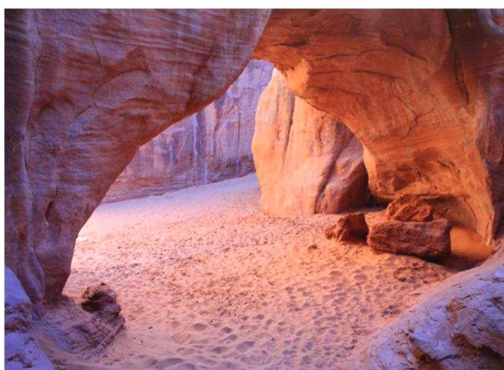
О.М. ДАЛИДЧИК

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЕВА)

Анализируются арки различных форм поверхности и крутизны. Приводится обобщенная классификация арок. Дается анализ имеющихся видов, показаны их преимущества и недостатки. Определены наиболее рациональные формы арок исходя из расчетных минимальных усилий.

Арка – уникальная конструкция, которая по форме поверхности может быть как криволинейного так и ломаного очертания. Определяющий её признак – распор, вызванный несмещаемостью опор. В общем случае пролет арок от 30 до 60 м (в зависимости от материала), а уникальных арочных покрытий – до 100–160 м. Это конструкция весьма надежна, так как создана природой (рис. 1).

а)



б)

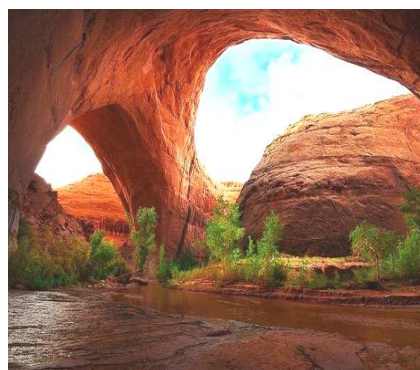


Рис. 1. Арки в природе

а – национальный парк Арки, расположенный в штате Юта, США;
б – Арка Якоба Хэмблина, штат Юта, США

Арки могут использоваться практически в любых зданиях и сооружениях как плоскостные несущие конструкции, так и в составе пространственных покрытий в качестве диафрагм оболочек. Классификация арок весьма разнообразна.

Очертание оси арки может быть параболическим, эллиптическим, сферическим (круговым). В то же время встречаются арки коробовые (многоцентровые), «ползучие» (опоры расположены на разных уровнях), а также треугольные (рис. 2).

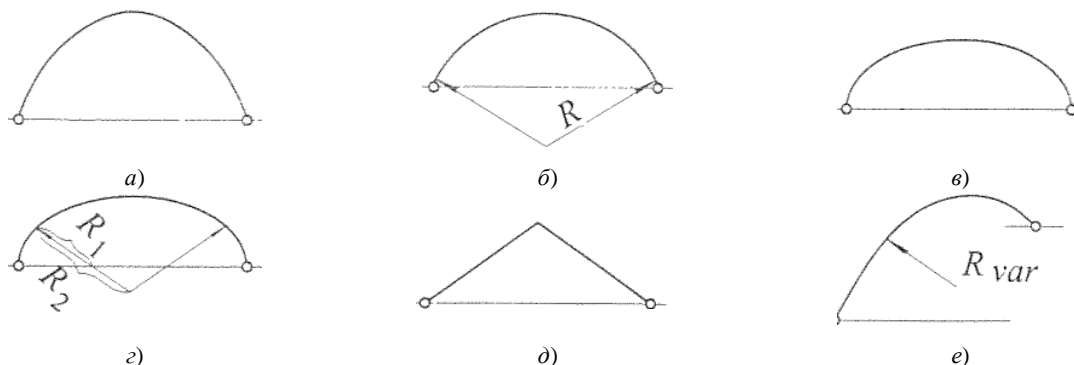


Рис. 2. Очертание осей арок:

a – параболическая; *б* – круговая; *в* – эллиптическая; *г* – коробовая; *д* – треугольная; *е* – «ползучая»

В зависимости от величины стрелы подъема арки делятся на пологие $f = (1/8 \dots 1/6)l$ и подъемистые $f = (1/4 \dots 1/2)l$.

По статической работе различают арки трёхшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. Каждая из них имеет свои преимущества и недостатки.

Трёхшарнирная арка статически определима. Преимущества – она не чувствительна к смещениям опор и колебаниям температур, удобна в монтаже и при перевозке в виде полуарок. Недостатки – одна из самых материалоемких, в виду неравномерного распределения изгибающих моментов по своей длине.

Двухшарнирная арка единожды статически неопределима. Преимущества – меньший распор, чем у трёхшарнирной арки, отличается более благоприятным распределением изгибающих моментов по своей длине, в связи с чем наиболее часто используется в зданиях и сооружениях.

Бесшарнирная арка трижды статически неопределима. Преимущества – одна из самых легких конструкций арок, так как защемление её в опорах способствует более равномерному распределению моментов по длине арки. Недостатки – чувствительность к осадкам опор и температурным воздействиям. Такая арка требует надёжного основания и мощных фундаментов, что не всегда выполнимо по техническим и экономическим причинам.

Большое многообразие форм поверхностей арок, их различная статическая работа определила направление исследований в Полоцком государственном университете, которые заключались в выборе наиболее рациональной формы поверхности и крутизны конструкции. Для проведения исследований были выбраны в зданиях и сооружениях часто встречающиеся формы арок, которые по статической работе являлись трёхшарнирными (т.е. самые материалоемкие и менее чувствительные к осадкам опор). В результате определились с пятью вариантами: *три пологих арок* – сферическая, эллиптическая, треугольная; *две подъемистые* – параболическая, стрельчатая арки (рис. 3).

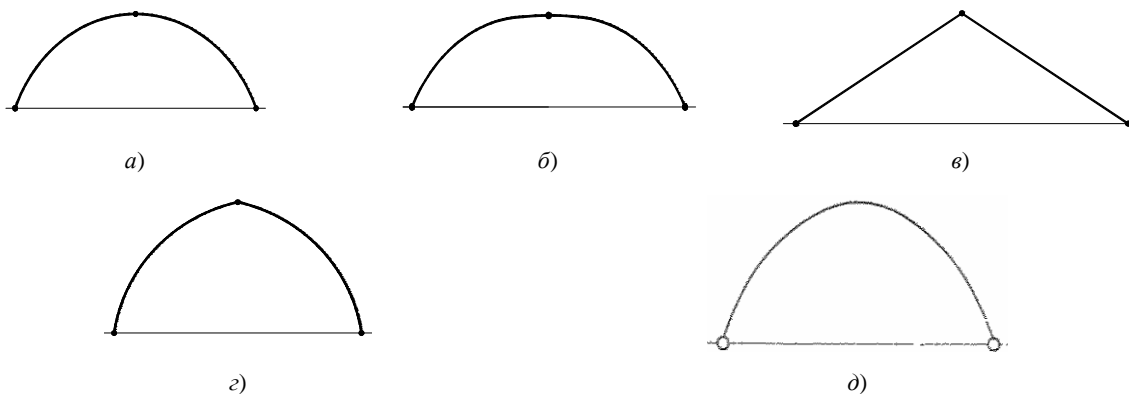


Рис. 3. Выбранные варианты арок:

a, б, в – пологие; *г, д* – подъемистые

Для выбранных вариантов определялись оптимальная форма поверхности, крутизна. В связи с этим к верхнему поясу арок прикладывались единичные нагрузки, затем определялись усилия. Загруженные арки и эпюры моментов для каждого вида выбранных арок приведены на рисунке 4.

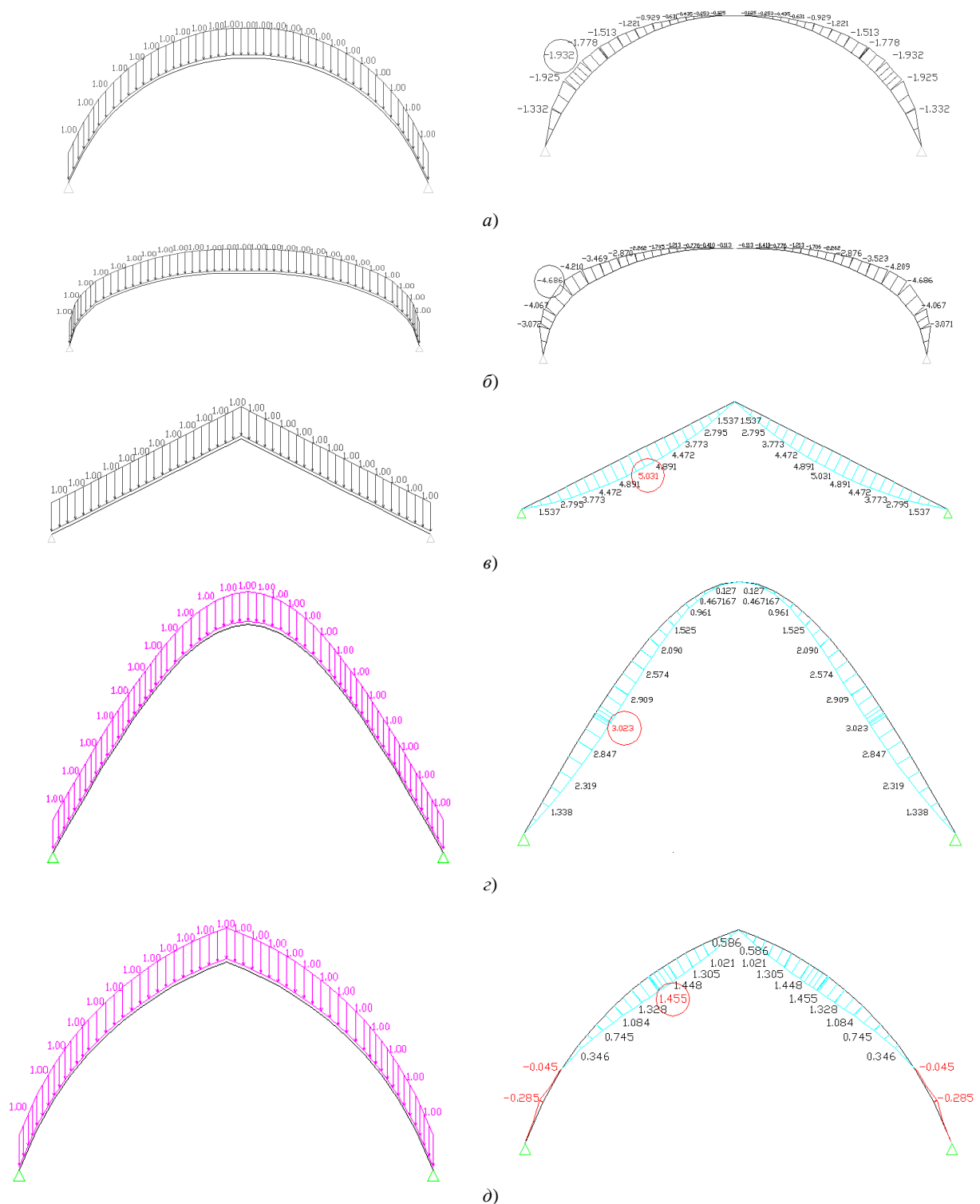


Рис. 4. Эпюры моментов в выбранных арках:

а, б, в – пологие (сферическая, эллиптическая, треугольная); г, д – подъемистые (параболическая, стрельчатая)

Для каждой формы поверхности арки определялись максимальные усилия, тип арки с их наименьшими значениями. Общие результаты расчетов сведены в таблицу.

Результаты расчетов

Виды арок по очертанию	Максимальные усилия пологих арок	Максимальные усилия подъёмистых арок
Треугольная арка	5,031	
Эллиптическая арка	4,686	
Сферическая арка	1,932	
Параболическая арка		3,023
Стрельчатая арка		1,455

По минимальным расчетным значениям определены наиболее рациональные формы арок. Так, для пологих – сферическая арка (минимальные усилия – 1,932); для подъёмистых – стрельчатая арка (минимальное усилие – 1,455).

По проведенным исследованиям можно сделать следующие **выводы**:

- определена рациональная форма очертания арок: в пологих – сферическая арка, в подъёмистых – стрельчатая арка;

- минимальные усилия в сферической арке – 1,932; в стрельчатой арке – 1,455.

ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные конструкции: Специальный курс / под ред. В.Н. Байков. – 3-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1981. – 768 с.
2. Лебедева, Н.В. Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции / Н.В. Лебедева. – М.: Изд-во лит. по стр-ву, 2006. – 119 с.

УДК 624.014

К ВОПРОСУ УСТРОЙСТВА МОНОЛИТНОГО ОБЛЕГЧЁННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

А.С. НЕФЁДОВА, Е.Р. БОРОДИН

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЁВА)

Анализируются вопросы устройства различных видов монолитных перекрытий, в том числе с пустотами. Определяется наиболее рациональный вариант облегченного монолитного перекрытия.

В настоящее время строительство гражданских зданий (жилых и общественных) в основном происходит из монолитного железобетона. В то же время самыми массовыми конструкциями в зданиях и сооружениях являются изгибаемые элементы, в частности плиты перекрытия и покрытия. Монолитные перекрытия бывают: балочные и безбалочные, кессонные, с пустотообразователями. Виды монолитных железобетонных перекрытий весьма многообразны и отдельные из них представлены на рисунке 1.

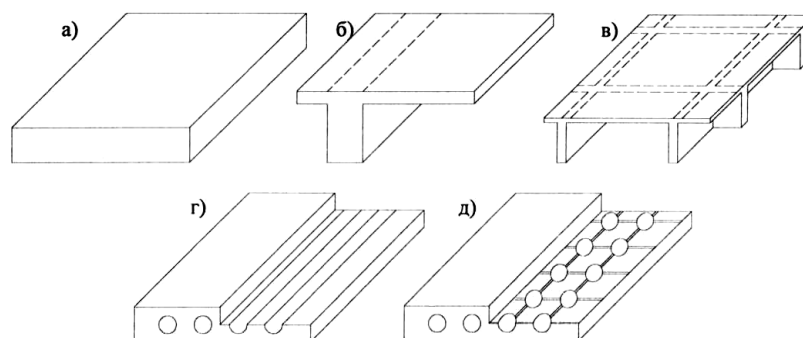


Рис.1. Виды монолитных железобетонных перекрытий:

a – сплошная монолитная железобетонная плита; *б* – балочная монолитная железобетонная плита;

в – кессонная монолитная железобетонная плита;

г, д – монолитная железобетонная плиты с пустотообразователями (трубчатыми и шаровыми)

Большинство зданий и сооружений на сегодняшний день строятся из монолитного железобетона. Причем зачастую возводятся перекрытия из монолитного железобетона сплошного сечения толщиной от

190 до 220 мм. Это достаточно массивная конструкция, поэтому цель работы заключалась в возможности получения более облегчённого варианта монолитного перекрытия. Для этого был сделан обзор имеющихся пустотообразователей (рис. 2, 3).

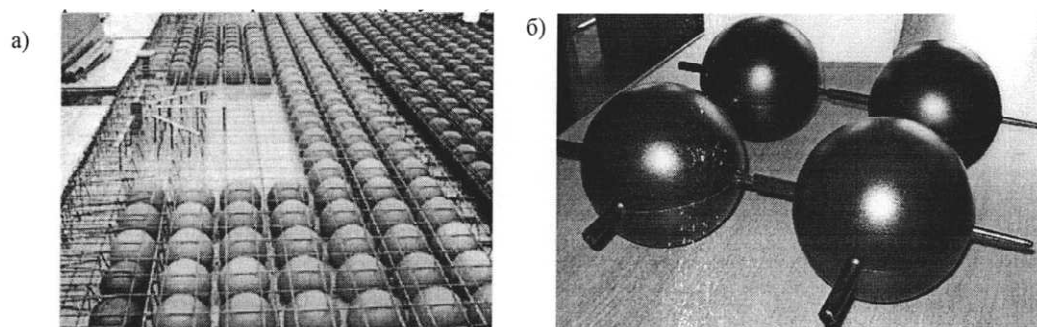


Рис. 2. Монолитная железобетонная плита с пустотообразователями в виде полых шаров
а – фрагмент укладки на поверхность опалубочного настила арматурных каркасов с полыми шарами;
б – общий вид пустотообразователей

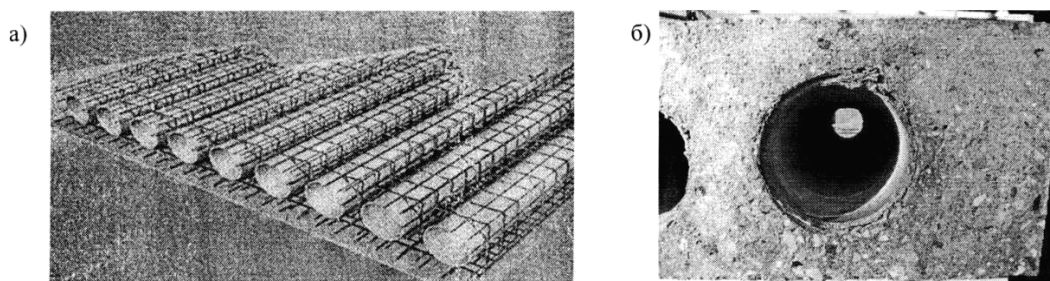


Рис. 3. Монолитная железобетонная плита с пустотообразователями в виде труб:
а – армометаллокаркас перекрытия с уложенными пустотообразователями;
б – фрагмент плиты с пустотообразователем

Исходя из имеющихся видов пустотообразователей были выбраны для сравнения варианты картонные спиральнонавивные трубчатые пустотообразователи диаметром 100 мм. Такое решение принималось исходя из минимального количества закреплений трубчатых пустотообразователей по сравнению с шаровыми в процессе производства работ. Данные плиты с трубчатыми пустотообразователями сравнивались со сплошной монолитной плитой, которая на сегодняшний день используются в строительстве зданий из железобетона, (рис. 4).

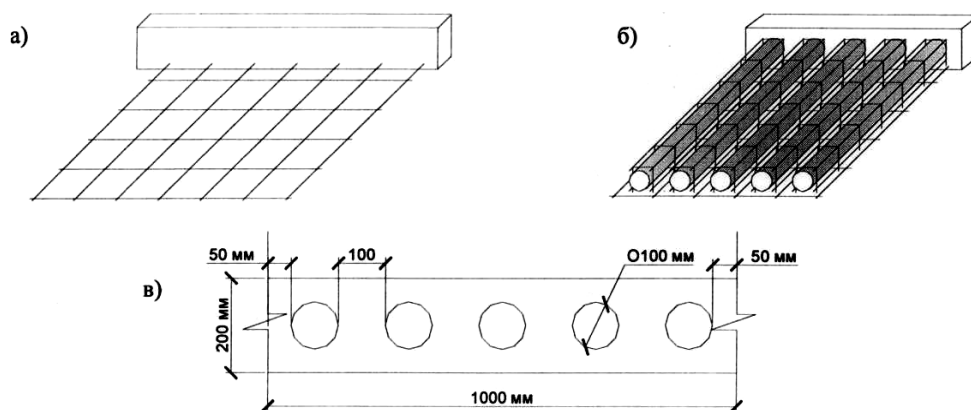


Рис. 4. Виды монолитных железобетонных плит перекрытия, принятых для сравнения:
а – сплошная; *б* – с картонными спиральнонавивными пустотообразователями;
в – сечение плиты с пустотообразователями, принятое для расчёта

Сравнение производится на 1 м² перекрытия с учетом расхода всех материалов, результаты сведены в нижепредставленную таблицу.

Сравнение на 1 м² перекрытия

Сравниваемый параметр	Сплошная монолитная железобетонная плита перекрытия толщиной 200 мм	Монолитная железобетонная плита перекрытия толщиной 200 мм с картонными пустотообразователями диаметром 100 мм
Расход бетона, м ³	0,2	0,16
Расход арматуры, кг	89	72

Исходя из вышеизложенного можно заключить, что облегчение конструкций покрытий и перекрытий из монолитного железобетона весьма актуальная задача и ее решение не требует значительных расходов. Так, в монолитной железобетонной плите толщиной 200 мм с картонными пустотообразователями в первом приближении экономия бетона может достигать 20 %; экономия арматуры – 19 %; облегчение массы всей конструкции возможно на 20 %. Однако для более точных результатов необходимы дополнительные исследования.

ЛИТЕРАТУРА

1.

- Сагадеев, Р.А. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий: учеб. пособие / Р.А. Сагадеев. – М., 2008. – 35 с.
- Югов, А.М. Эффективность использования облегчённых монолитных плит перекрытий при реконструкции зданий / А.М. Югов, В.В. Таран.
- Железобетонные конструкции: специальный курс / под ред. В.Н. Байков. – 3-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1981. – 768 с.
- Бетонные и железобетонные конструкции. Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь: СНБ 5.03.01-02. – Минск, 2002.

УДК 624.014.2

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ФЕРМ С НИЖНИМ И ВЕРХНИМ ВАРИАНТОМ ОПИРАНИЯ ПОЯСОВ

В.В. МЕЛЕХОВА, Н.Г. КАЛИТУХА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЕВА)

Анализируются фермы с нижним и верхним вариантом опирания поясов, показываются различные формы верхнего пояса и решетки ферм. Производится расчёт наиболее рационального варианта. Анализируются формы поперечного сечения поясов для выбранной фермы.

Использование металлических ферм в современном строительстве весьма многообразно – от мостов, стропильных систем промышленных зданий, спортивных сооружений до павильонов, сценических конструкций, тентов и подиумов. Форм поверхностей ферм и типов решеток большое количество. Это и определяет их архитектурную выразительность и использование в строительстве зданий и сооружений.

По очертанию поясов фермы делятся на трапециевидные, треугольные, параболические или сегментные, полигональные, фермы с параллельными поясами (рис. 1).



Рис. 1. Классификация ферм по очертанию поясов:

а – трапециевидные; б – треугольные; в – полигональные; г – с параллельными поясами

По типу решетки фермы подразделяются на балочные раскосные, треугольные, треугольные с дополнительными стойками, треугольные со шпренгелями, ромбические, крестовые (рис. 2).

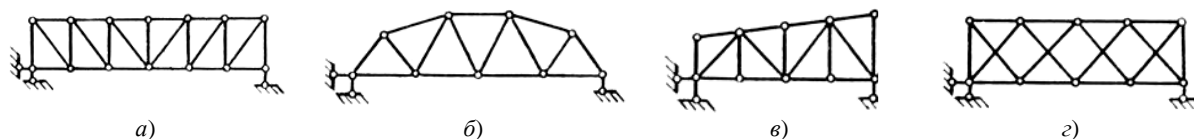


Рис. 2. Классификация ферм по типу решётки:

а – раскосные; б – треугольные; в – треугольные с дополнительными стойками; г – крестовые

Наиболее часто встречающимися фермами являются фермы с параллельными и трапециевидными поясами. В последнее время широкое распространение получили линзообразные, вспарушенные фермы, которые в современном строительстве используются, в основном, во входных зонах зданий и сооружений.

Однако среди большого многообразия данных конструкций стальных ферм, существуют только два варианта опирания: на нижний и верхний пояса. Причём опирание на нижний пояс конструкции в большей степени использовалось в строительстве до конца XX века, а опирание на верхний пояс нашло применение в строительстве сравнительно недавно. Более того, в настоящее время поперечное сечение поясов выполняют из замкнутых профилей, в отличие от тех, что использовалось ранее (из парных уголков, швеллеров). Неясным остаётся вопрос, почему выбирается тот или иной вариант опирания, и какая форма поперечного сечения пояса является наиболее оптимальной. В связи с этим задачами исследования являются: 1) определение наиболее рационального варианта опирания ферм; 2) определение наиболее рационального профиля поясов.

Для проведения исследования были выбраны две фермы с трапециевидным очертанием поясов и раскосным типом решётки как наиболее часто встречающаяся в строительстве, пролетом 18 метров каждая (рис. 3).

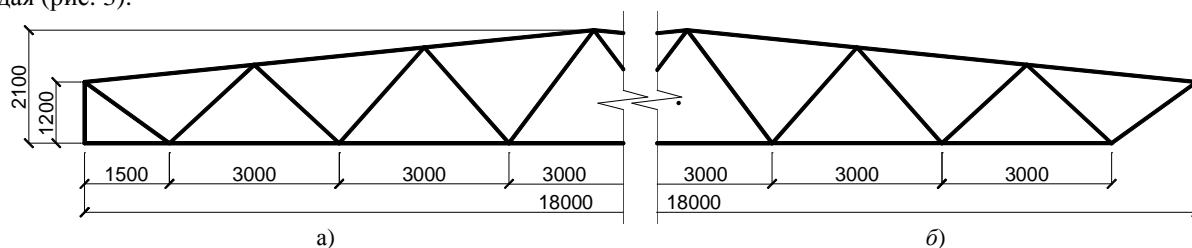


Рис. 3. Исследуемые фермы:
а – нижний вариант опирания; б – верхний вариант опирания

Размеры, очертание поясов и раскосов принимаются одинаковыми. Для определения внутренних усилий прикладывается одинаковая единичная нагрузка. Усилия в стержнях представлены на рисунке 4.

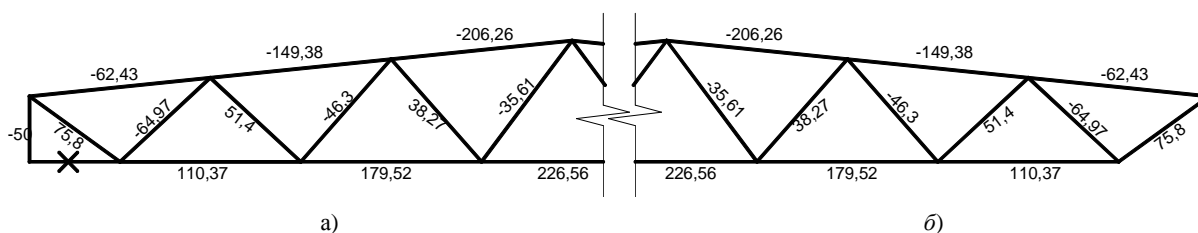





Рис. 4. Результаты усилий в стержнях ферм:
а – усилия в стержнях фермы с нижним вариантом опирания;
б – усилия в стержнях фермы с верхним вариантом опирания

По результатам расчётов можно сделать вывод, что усилия в стержнях одинаковые. Таким образом, ферма с опиранием на верхний пояс является более экономично выгодным вариантом благодаря уменьшению расхода материала в среднем на 10 % на одну ферму при пролёте 18 м. В связи с этим для дальнейшего исследования выбираем ферму с верхним вариантом опирания.

Для выбранного варианта фермы определяется сечение поясов. Для этого сравниваются три варианта сечения поясов и определяется наиболее рациональное сечение с конструктивной точки зрения. Полученные результаты расчётов для сжатых поясов сводятся в таблицу

Характеристики поясов ферм

Сечение	Размеры, мм	Площадь А, см ²	Радиус инерции i, см	Масса 1 м, кг
	75×75×5	14,78	3,35	11,6
	102×4,5	13,8	3,5	10,82
	100×100×3,5	13,19	3,91	10,36

Таким образом, из таблицы видно, что гнutosварной замкнутый профиль является самым эффективным профилем по своим характеристикам.

В соответствии с этим можно обобщить вышеизложенное и сделать выводы:

- ферма с опиранием на верхний пояс является более экономично выгодным вариантом благодаря уменьшению расхода материала в среднем на 10 % на одну ферму пролётом 18 м;
- гнutosварной замкнутый профиль является самым эффективным профилем (из трех рассматриваемых) благодаря меньшей площади сечения и массе.

ЛИТЕРАТУРА

1. Типовая документация на конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролётами 18, 24 и 30 м из замкнутых гнutosварных профилей прямоугольного сечения с уклоном кровли 10 %. – Вып. 1.
2. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е.И. Беленя [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
3. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
4. Лебедева, Н.В. Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции: учеб. пособие / Н.В. Лебедева. – М.: Архитектура-С, 2006. – 120 с.

УДК 624.014

К ВОПРОСУ РАЗВЁРТКИ ПОВЕРХНОСТЕЙ ШАРОВЫХ ГАЗГОЛЬДЕРОВ

Н.Г. КАЛИТУХА, В.В. МЕЛЕХОВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЕВА)

Анализируются газгольдеры различного назначения, приводятся их классификации. Особое внимание обращается на виды шаровых газгольдеров. Дается анализ раскроя листов поверхностей шаровых газгольдеров, их преимущества и недостатки, определяется наиболее рациональный вариант.

Газгольдеры широко используются для хранения, смешивания и выравнивания состава сжиженных газов в химической, нефтехимической, металлургической промышленности, в текстильной и лёгкой промышленности, в национальной обороне. Первоначальные сведения о газгольдерах датируются 70–80 годами XVII века. Классификация их достаточно обширна и представлена на рисунке 1.



Рис. 1. Классификация газгольдеров

В зависимости от применяемого давления газгольдеры могут быть разделены на два основных класса: низкого и высокого давления. Газгольдеры низкого давления, как правило, являются резервуарами постоянного давления и могут быть подразделены еще дополнительно на две группы – мокрые и сухие.

По геометрической форме газгольдеры постоянного объёма делятся на два основных типа:

- цилиндрические газгольдеры со сферическими днищами;
- сферические (шаровые) газгольдеры, опирающиеся на отдельные стойки или на специальный стакан.

Сферические (шаровые) газгольдеры в сравнении с цилиндрическими одинаковой ёмкости имеют следующие преимущества:

- меньший вес и стоимость материала;
- меньшая площадь пола.

Раскрой поверхности шаровых газгольдеров весьма многообразен. Отдельные виды раскроя приведены на рисунке 2.

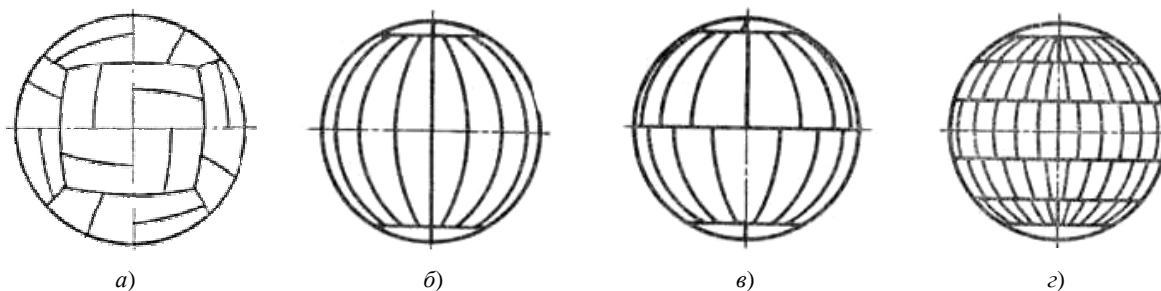


Рис. 2. Развёртки шаровых газгольдеров:

a – раскрой по «телам Платона» (типу «футбольного мяча»); *б* – меридиональный раскрой;
в – экваториально-меридиональный; *г* – смешанный тип оболочки

В общем случае оболочка шарового резервуара сооружается из лепестков двойной кривизны. Выбор вида раскроя оболочки имеет большое значение не только для экономного использования металла, но и для снижения трудоемкости и продолжительности монтажных работ. Лепестки должны быть по возможности крупными, однотипными и взаимозаменяемыми. При сборке оболочки из лепестков должна быть обеспечена проектная геометрическая форма оболочки без подгоночных операций в процессе монтажа.

При выборе наиболее рационального метода раскроя оболочки ставятся следующие задачи:

- изготовление лепестков из листов одинаковой ширины и длины;
- уменьшение протяженности сварных швов, особенно монтажных;
- уменьшение числа и видов монтажных элементов;
- уменьшение потерь на отходах;
- расположение сварных соединений оболочки должно обеспечивать удобство монтажных работ.

При раскрое оболочки по «телам Платона» все листы имеют одинаковую конфигурацию, их ребра и углы равны между собой. Это обычно тетраэдр, гексаэдр или октаэдр.

При меридиональном виде раскроя шаровой резервуар не делится до пояса. Меридиональный раскрой наиболее удобен для осуществления автоматической сварки, так как при этом раскрое имеются длинные, одинаково направленные швы и отсутствуют экваториальные и кольцевые швы.

Экваториально-меридиональный вид раскроя наиболее часто употребляется при сооружении шаровых резервуаров большого диаметра. Такие резервуары всегда разделяются на пояса.

Смешанный вид раскроя употребляется редко. Шаровые резервуары с таким раскроем оболочки сооружались во Франции.

В зарубежной практике при монтаже шаровых резервуаров большого диаметра (свыше 27 м) с применением ручной сварки и изготовлении лепестков методом штамповки наибольшее распространение получил экваториально-меридиональный вид раскроя оболочки.

В связи с этим задача исследования заключается в определении наиболее рационального раскроя, включающего минимальное количество отходов металла и затрат электроэнергии на сварку.

Исследуемые виды раскроя представлены на рисунке 3.

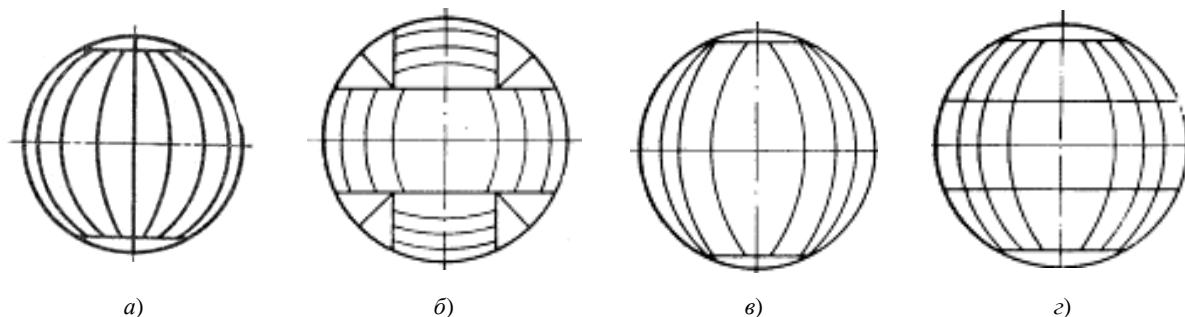


Рис. 3. Виды меридионального раскроя:

a – однопоясной вид; *б* – однопоясной смешанный вид; *в* – двухпоясной вид; *г* – трехпоясной вид

В связи с наиболее массовым использованием этих видов раскроя они были приняты для сравнения вариантов. Результаты сведены в таблицу.

Сравнение вариантов раскроя резервуаров

Вариант раскроя	Размеры листов, мм	Отходы стали при раскрое, %	Протяженность сварного шва, м	Затраты на сварку, руб.	Стоимость отходов стали, руб.	Затраты, руб.
Трехпоясной – меридиальный вид раскроя	2300×6000	24	520	109512520	482454909	591967429
	2600×7000					
	2300×5500	20,1	531	111829131	404055987	515885118
	2600×7000					
	2600×8300	10,9	556	117094156	219114938	336209094
	2100×7000	7,4	650	136890650	148756930	285647580
	2600×7000					
	1600×7000	7,7	807	169955007	154787617	324742624
2500×7500	8,8	616	129730216	176900133	306630349	
2100×7000	8,6	750	157950750	172879676	330830426	
Двухпоясной – меридиальный раскрой	2000×8400	21	597	125728797	422148046	547876843
Однопоясной – меридиальный смешанный раскрой	2600×8000	14,5	488	10277768	291483174	301760942

Опираясь на вышеизложенное и результаты, представленные в таблице, по проделанному исследованию можно сделать следующие *выводы*:

- у трёхпоясного вида раскроя минимальные отходы стали, однако протяжённость сварного шва – большая;

- у однопоясного смешанного вида раскроя минимальная протяжённость шва, но отходы стали превышают предыдущий вид раскроя в два раза.

Таким образом, наиболее оптимальным вариантом по затратам является трёхпоясной меридиальный вид раскроя.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лессиг, Е.Н. Листовые металлические конструкции / Е.Н. Лессиг.
2. Веревкин, С.И. Газгольдеры / С.И. Веревкин, В.А. Корчагин. – М., 1966.
3. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е.И. Беленя [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
4. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.

УДК 624-2/-9

СЦЕПЛЕНИЕ С БЕТОНОМ И АНКЕРОВКА НЕПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРЫ

В.И. ЛЫМОРЕВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Рассматривается сцепление с бетоном и анкеровка преднапряженной арматуры. Показано, что надежное восприятие усилий железобетонными элементами возможно только при условии совместной работы арматуры и бетона. Ключевым фактором здесь является анкеровка рабочих стержней арматуры, исключая их проскальзывание относительно бетона.

Анкеровка – это закрепление арматуры в бетоне, которое достигается заведением арматуры за расчетное сечение на длину, достаточную для включения стержня в работу, либо выполнением специальных конструктивных мероприятий. Характер передачи усилий от арматурных стержней на окружающий бетон в железобетонных конструкциях зависит от многих параметров.

Анализ ранее проведенных исследований позволяет выделить несколько факторов, обуславливающих механизм анкеровки.

Сцепление. Сцепление относится к сопротивлению окружающего бетона против выдергивания арматурных стержней и развивается по контактной поверхности параллельно направлению силы. Эта связь возникает благодаря действию ряда химических и физических факторов, а именно:

- адгезии («склеиванию») и молекулярному сцеплению цементного геля с арматурой;
- обжатую арматуры бетоном, возникающему под влиянием его усадки;

- заклиниванию арматуры в бетоне при появлении распора и соответствующих сил трения;
- трению, возникающему из-за поперечного обжатия стержней под внешней нагрузкой;
- зацеплению за бетон микронеровностей поверхности арматуры, а также *выступов профиля* и последующее сопротивление бетонных шпонок смятию, срезу.

Для арматуры периодического профиля последний фактор является ключевым и оказывает наибольшее влияние на прочность сцепления – он обеспечивает около $3/4$ общего сопротивления скольжению арматуры в бетоне и зависит от вида профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе ее изготовления.

Таким образом, на прямую анкеровку стержней в железобетонных элементах основное влияние оказывают:

- *характеристики бетона* (его состав, подвижность смеси, усадка, направление бетонирования, прочность бетона и т.д.). Например, прочность сцепления увеличивается с повышением класса бетона и при уменьшении водоцементного отношения. До некоторого предела прочность сцепления возрастает пропорционально квадратному корню из прочности бетона на сжатие (Soroushian, 1991). Прочность сцепления также повышается с увеличением возраста бетона. Вызывают интерес результаты работы FuXuli и D.D.L. Chung, касающиеся использования добавок в бетоне для повышения качества сцепления с арматурой. В ходе экспериментальных исследований было установлено, что при применении полимерных добавок (в частности, латекса) прочность сцепления увеличивается на 25 % по сравнению с базовыми образцами (без добавок);

- *характеристики арматуры* (механические свойства, профиль, диаметр, величина защитного слоя, расположение стержней в сечении и т.д.). Например, прочность сцепления при растяжении уменьшается с увеличением диаметра стержня. Также следует отметить, что соотношение основных параметров арматуры периодического профиля (высоты ребер h_b и их шага t) значительно влияет на характер поведения анкеровки. Когда ребра стержня высокие и расположены достаточно близко друг к другу, начинают возрастать касательные напряжения в бетоне, вследствие чего происходит проскальзывание стержня. Если расстояние между ребрами превышает их высоту примерно в 10 раз, частично раскрошенный бетон может образовывать клин под выступом, и разрушение обычно происходит вследствие растрескивания окружающего бетона. Два вида механизма разрушения, связанные с положением ребер на арматуре, представлены на рисунке 1.

Также ряд исследователей отметит зависимость прочности сцепления для стержней с наклонными ребрами от угла наклона ребер.

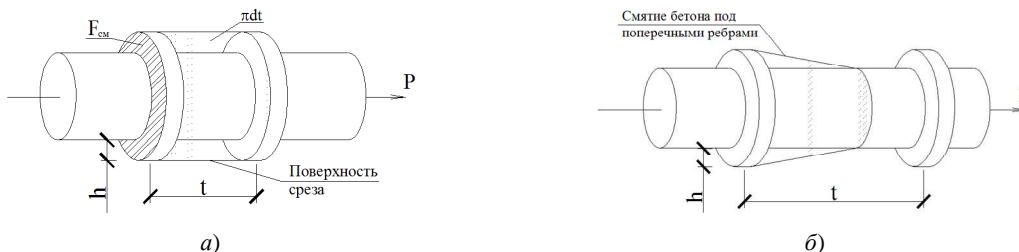


Рис. 1. Механизм разрушения бетона у ребер арматуры:
 а – срез бетонных шпонок ($t/h < 10$);
 б – смятие бетона под ребрами арматуры ($t/h > 10$)

- *напряженно-деформированное состояние окружающего бетона*. Так, например, увеличение интенсивности обжатия бетона в пределах $0,1 \dots 0,4R_b$ приводит к возрастанию прочности сцепления при выдергивании. И наоборот, наличие усилий, приводящих к поперечному растяжению, значительно снижает эффективность анкеровки.

Дополнительные факторы

Конструктивная анкеровка стержней (особенно гладкой арматуры, где чаще всего нет возможности обеспечить заделку только механизмами прямой анкеровки) осуществляется выполнением по концам стержней крюков, отгибов, петель (рис. 2).

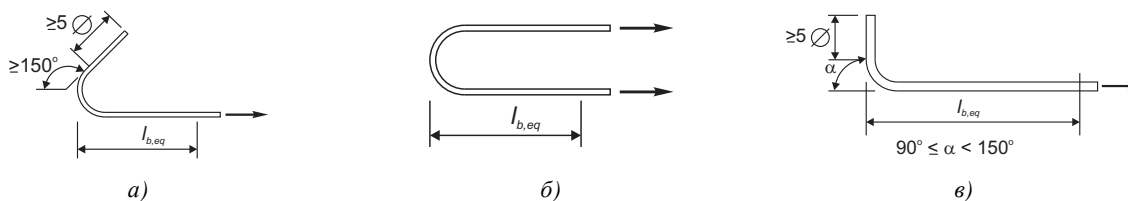


Рис. 2. Способы конструктивной анкеровки гладких стержней:
 а – крюк; б – петля; в – отгиб

Если же анкеровка сцеплением, крюками или петлями недостаточна, то применяют специальные анкерные устройства – шайбы, высаженные головки, коротыши, приваривают стержни к опорным пластинам, уголкам и т.п. (рис. 3).

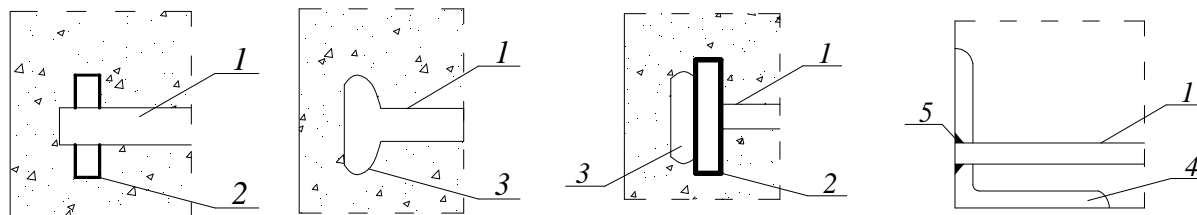


Рис. 3. Примеры анкерки продольного стержня при помощи специальных устройств: 1 – стержень; 2 – шайба; 3 – высаженная головка; 4 – уголок; 5 – сварка

В ряде исследований отмечается влияние косвенного армирования (не приваренные к основной арматуре хомуты, сетки и т.п.) на поведение анкерки. Наличие такого армирования хоть и незначительно, но повышает прочность сцепления, а основной эффект косвенного армирования проявляется в значительном уменьшении величины проскальзывания стержня, вследствие сдерживания образования и раскрытия трещин.

При изготовлении арматурных изделий (сеток, плоских и пространственных каркасов), с использованием контактно-точечной и электродуговой сварки, появляется дополнительный фактор, повышающий характеристики анкерки продольной рабочей арматуры – поперечные и распределительные стержни в зоне передачи напряжений на бетон. Технический кодекс ТКП EN1992-1-1-2009 оговаривает возможность повышения прочности анкерки за счет приварки поперечных стержней, упирающихся в бетон.

Дополнительное усилие, воспринимаемое таким соединением, определяется основным параметром крестообразного сварного стыка – классом прочности на срез SF. Эта величина рассчитывается на основе отношения номинальной прочности на срез крестообразного соединения к номинальному нормируемому временному сопротивлению рабочей арматуры. СТБ 2174 на сварные крестообразные соединений устанавливает требования, согласно которым в ненормируемых стыках (т.е. в случае установки поперечной арматуры из конструктивных соображений), необходимо чтобы поперечная арматура воспринимала не менее 30 % усилия, соответствующего временному сопротивлению рабочей арматуры, а для нормированных стыков данная величина составляет 80 %.

Однако в ТКП EN1992-1-1-2009 повышение несущей способности анкерки таким способом возможно только для стержней со схожими номинальными диаметрами – в стандарте приведены формулы для расчета анкерующей способности поперечного стержня диаметрами 14–32 мм (без уточнения диаметра рабочей арматуры), либо диаметрами ≤ 12 мм, при диаметре рабочего стержня также ≤ 12 мм. Из опыта проектирования известно, что при производстве сварных каркасов (где поперечная арматура устанавливается из конструктивных соображений) соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней обычно принимается $\geq 0,3$. Таким образом, в стандарте не предусмотрено снижение расчетной длины анкерки для таких сварных изделий.

Ранее проведенные экспериментальные исследования наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов со сварными каркасами при различных классах прочности на срез не показали значительных расхождений в прочности и трещиностойкости элементов. Такие результаты можно объяснить совместным действием анкерующей способности поперечного стержня за точкой соединения с продольной арматурой, а также непосредственной прочностью стыка. Таким образом, можно сделать вывод о значительном влиянии на анкерку наличия шпонки, работающей в теле бетона, которая образуется за счет осадки одного арматурного стержня в другой (рис. 5).

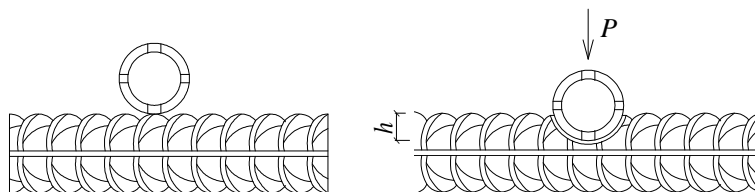


Рис. 5. Осадка стержней при сваривании

Таким образом, из представленного исследования следует, что действующие нормы при вычислении расчетной длины анкерки не охватывают всего спектра факторов, влияющих на данную величину.

В частности, имеющаяся зависимость несущей способности приваренного поперечного стержня по ТКП EN1992-1-1-2009 применима только к стыкам со схожими диаметрами поперечной и продольной арматуры. В методике СНБ 5.03.01 приведен эмпирический коэффициент α_3 , учитывающий только наличие поперечных стрежней (не менее трех на длине анкеровки) и не рассматривающий ни соотношение диаметров стрежней, ни класс прочности на срез сварного стыка.

Вывод общей зависимости влияния приваренного поперечного стержня на анкеровку продольного (за пределами диапазонов диаметров, приведенных в ТКП EN1992-1-1-2009) позволит ввести поправочный коэффициент при вычислении расчетной длины анкеровки, тем самым уменьшив ее.

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1985.
2. Fu X. Improving the bond strength between steel rebar and concrete by ozone treatment of rebar and polymer addition to concrete» / Xuli Fu, D.D.L. Chung // Cement and Concrete Research. – Vol. 27, № 5. – P. 643–648.
3. Plizzari, G.A. Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars / G.A. Plizzari, M.A. Deldossi, S. Massimo // Magazine of Concrete. – Vol. 50(2). – P. 161–177.
4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций их тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М: Стройиздат, 1978.
5. Изделия арматурные сварные для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 2174-2011. – Минск: Госстандарт, 2011.
6. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. – Минск: Минстройархитектуры, 2010.
7. Хотько, А.А. Сцепление с бетоном и анкеровка ненапрягаемой арматуры различных видов периодического профиля: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.А. Хотько; Учреждение образования «Полоцкий государственный университет», 2006.

УДК 624-2/9

АНАЛИЗ МЕТОДИК РАСЧЕТА АНКЕРОВКИ ПРОДОЛЬНОЙ НЕПРЕДНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

В.И. ЛЫМОРЕВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Рассматриваются методики расчета длины анкеровки продольной арматуры по СНиП 2.03.01-84, СНБ 5.03.01 и ТКП EN 1992-1-1-2009. Приводятся результаты вычисления расчетной длины анкеровки по представленным методикам.*

Большое количество различных факторов, влияющих на прочность анкеровки, привело к определенным трудностям при разработке расчетных зависимостей. Стоит отметить, что до сих пор не существует общих и достаточно обоснованных методик расчета анкеровки, которые учитывали бы все влияющие параметры. Проанализируем эволюцию развития требований к величине анкеровки арматуры на основании сравнения ранее действовавших и введенных норм.

Методика расчета согласно СНиП 2.03.01-84*

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее l_{an} , определяемую по эмпирической формуле:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d,$$

где ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$ – эмпирические коэффициенты; R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельного состояния первой группы; R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельного состояния первой группы; d – диаметр арматуры.

Как видно из формулы, на расчетную длину анкеровки прямо влияют только три фактора – прочность бетона, вид арматуры (гладкая/профилированная) и ее диаметр. Коэффициент ω_{an} учитывает условия работы арматуры в железобетонных конструкциях, а $\Delta\lambda_{an}$ выполняет роль коэффициента безопасности.

Условия работы ненапрягаемой арматуры	Коэффициенты для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры			
	периодического профиля			гладкой
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$
1. Заделка арматуры:				
а) растянутой в растянутом бетоне	0,70	11	1,20	11
б) сжатой или растянутой в сжатом бетоне	0,50	8	0,80	8
2. Стыки арматуры внахлестку:				
а) в растянутом бетоне	0,90	11	1,55	11
б) в сжатом бетоне	0,65	8	1,00	8

Также следует отметить наличие поправочного коэффициента, учитывающего наличие косвенного армирования на длине зоны анкеровки. Он вводился путем деления коэффициента ω_{an} на величину, зависящую от площади стержней косвенного армирования и их шага.

Анализ методики расчета анкеровки продольной ненапрягаемой арматуры по СНБ 5.03.01

Расчет анкеровки растянутой арматуры производится с использованием такого параметра, как «базовая длина анкеровки» l_b , вычисляемого по формуле:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

где f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемое по формуле

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd},$$

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению; η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня; η_3 – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня (для гладких стержней – 1,50; для стержней периодического профиля – 2,25).

Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} следует рассчитывать по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}},$$

где $A_{s,req}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету; $A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, определяемые по таблице 1 (при этом для стержней периодического профиля произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ должно удовлетворять условию $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$); l_b – базовая длина анкеровки.

Таблица 1

Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ для определения расчетной длины анкеровки по СНБ 5.03.01

Коэффициент	Факторы	Условия анкеровки	Значения коэффициентов для арматурных стержней	
			растянутых	сжатых
α_1	Защитный слой бетона c_d , мм	Линейные стержни	$\alpha_1 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing)/\varnothing$, где $0,7 \leq \alpha_1 \leq 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
		Отличные от линейных	$\alpha_1 = 1 - 0,15(c_d - 3\varnothing)/\varnothing$, где $0,7 \leq \alpha_1 \leq 1,0$	
α_2	Вязаная поперечная арматура	Независимо от условий	$\alpha_2 = 1 - k \cdot \lambda$	$\alpha_2 = 1,0$
α_3	Приваренная поперечная арматура		$\alpha_3 = 0,7$	$\alpha_3 = 0,7$
α_4	Поперечное давление p , МПа		$\alpha_4 = 1 - 0,04p$, где $0,7 \leq \alpha_4 \leq 1,0$	$\alpha_4 = 1,0$

Примечания: 1) значения коэффициента α_3 в общем случае принимают для стержней периодического профиля, имеющих не менее трех поперечных стержней на длине анкеровки. В противном случае $\alpha_3 = 1,0$; 2)

$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$, где $\sum A_{st}$ – суммарная площадь сечения поперечных стержней на расчетной длине анкеровки l_{bd} ;

$\sum A_{st,min}$ – минимальная суммарная площадь сечения поперечных стержней; A_s – площадь одного анкерного стержня большего диаметра; 3) p – давление, приложенное перпендикулярно к линии скольжения анкерного стержня и действующее на расчетной длине анкеровки (МПа).

Расчет анкеровки по СНБ 5.03.01 производится с использованием такого параметра как предельное напряжение сцепления, f_{bd} . Такой расчет охватывает большее количество факторов, влияющих на анкеровку.

Анализ методики расчета анкеровки продольной ненапрягаемой арматуры по Техническому кодексу ТКП EN 1992-1-1-2009

В целом расчет длины анкеровки по ТКП EN 1992-1-1-2009 незначительно отличается от представленной выше методики расчета по СНБ 5.03.01. Здесь также фигурирует понятие «требуемая базовая длина анкеровки», рассчитываемая по формуле:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

где σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка; $u f_{bd}$ – расчетное значение предельного напряжения сцепления, рассчитывается по формуле:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd},$$

где f_{ctd} – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении; η_1 – коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования ($\eta_1 = 1,0$ – если достигаются хорошие условия сцепления, и $\eta_1 = 0,7$ – для всех других случаев); η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержня ($\eta_2 = 1,0$ – для $\varnothing \leq 32$ мм; $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ – для $\varnothing > 32$ мм).

Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \geq l_{b,min},$$

где α_1 – для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое; α_2 – для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона; α_3 – для учета влияния усиления поперечной арматурой; α_4 – для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\varnothing_1 > 0,6\varnothing$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ; α_5 – для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки. Произведение $\alpha_2\alpha_3\alpha_5 \geq 0,7$.

Таблица 2

Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ для определения расчетной длины анкеровки по ТКП EN 1992-1-1-2009

Фактор влияния	Вид анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
Форма стержней	Прямая	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Отличная от прямой	$\alpha_1 = 0,7$ если $c_d > 3\varnothing$, либо $\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
Защитный слой бетона	Прямая	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \varnothing)/\varnothing$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Отличная от прямой	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\varnothing)/\varnothing$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
Усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре	Все виды	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Усиление приваренной поперечной арматурой		$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Усиление поперечным давлением	Все виды	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	–
<p>При этом $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$; ΣA_{st} – площадь сечения поперечной арматуры вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd}; $\Sigma A_{st,min}$ – площадь сечения минимальной поперечной арматуры, равная $0,25A_s$ – для балок и 0 – для плит; A_s – площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра; p – поперечное давление, МПа, в предельном состоянии по несущей способности вдоль l_{bd}.</p> <p>На непосредственных опорах l_{bd} может быть принято меньше, чем $l_{bd,min}$, если как минимум одна поперечная проволока приварена в пределах опоры. Она должна быть на расстоянии не менее 15 мм от грани опоры.</p>			

Определение расчетной длины анкеровки

Проведем сравнительный расчет длины анкеровки арматурного стержня по представленным выше методикам. Ввиду отсутствия одинаковых классов арматуры в СНиП 2.03.01-84* и ТКП EN 1992-1-1-2009 разделим эти нормы на группы. Исходные данные и результаты расчета – таблицы 3 и 4.

Таблица 3

Расчет длины анкеровки по СНиП 2.03.01-84* и СНБ 5.03.01

Исходные данные	СНиП 2.03.01-84*	СНБ 5.03.01
Бетон	B20	C16/20
Арматура	Ø16 АШ	Ø16S400
Дополнительные условия:	1) Защитный слой $c_d = 30$ мм; 2) На длине анкеровки имеются 3 приваренных к рабочей арматуре поперечных стержня Ø8 мм	
Результаты расчета	$l_{an} = \left(0,7 \cdot \frac{355}{11,5} + 11 \right) \cdot 16 = 522$ мм	$l_{bd} = 0,87 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 728 \cdot 1 = 443$ мм $l_b = \frac{16}{4} \cdot \frac{364}{2} = 728$ мм $f_{bd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot 1,27 = 2$ Н/мм ²
* Коэффициент α_d зависит от конкретных геометрических параметров и условий опирания конструкции. Условно принимаем значение данного коэффициента равным 1.		

Таблица 4

Расчет длины анкеровки по СНБ 5.03.01 и ТКП EN 1992-1-1-2009

Исходные данные	СНБ 5.03.01	ТКП EN 1992-1-1-2009
Бетон	C16/20	
Арматура	Ø16 S500	
Дополнительные условия:	Защитный слой $c_d = 30$ мм. На длине анкеровки имеются 3 приваренных к рабочей арматуре поперечных стержня Ø8 мм	
Результаты расчета:	$l_{bd} = 0,87 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 870 \cdot 1 = 530$ мм $l_b = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{2} = 870$ мм $f_{bd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot 1,27 = 2$ Н/мм ²	$l_{bd} = 1 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 888 = 773$ мм $l_b = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{1,96} = 888$ мм $f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,96$ Н/мм ²
* Коэффициент α_d (в СНБ 5.03.01) и α_5 (в ТКП EN 1992-1-1-2009) зависит от конкретных геометрических параметров и условий опирания конструкции. Так как расчетная формула в обоих стандартах одинаковая, условно принимаем значение данного коэффициента равным 1.		

Из полученных результатов видно, что при расчете по различным нормам длина анкеровки значительно отличается. Разница между вычисленными длинами анкеровки по методикам СНиП 2.03.01-84* и СНБ 5.03.01 обуславливается различным количеством учитываемых факторов. Методика расчета длины анкеровки по ТКП EN 1992-1-1-2009 несущественно отличается от методики СНБ 5.03.01, однако рассчитанная по ТКП величина длины превышает на 31 % значения, полученные по СНБ. Данное отклонение появляется из-за различий в учете влияния приваренных поперечных стержней – коэффициент α_d по ТКП EN 1992-1-1-2009 применим только к стыкам со схожими диаметрами поперечной и продольной арматуры, коэффициент α_3 в методике СНБ 5.03.01 учитывает наличие поперечных стержней (не менее трех на длине анкеровки). В связи с этим необходима корректировка норм в области расчета длины анкеровки в зависимости от применяемого типа сварки и соотношения диаметров продольной, поперечной и распределительной арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1985.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986.
3. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». – Минск: Минстройархитектуры, 2003.
4. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. – Минск: Минстройархитектуры, 2010.

УДК 620.169.2

МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КЛАССА АРМАТУРЫ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Т.Г. ЕРМОЛАЕВА, К.А. КОСТЮРИНА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Рассматривается одно из важнейших направлений в области контроля качества материалов и изделий – разработка и усовершенствование различных методов и средств контроля состояния железобетонных конструкций жилых и промышленных сооружений. Показаны методы определения класса арматуры при обследовании железобетонных конструкций.

В большинстве нормативных документов и технической литературе, описывающей правила обследования конструкций зданий и сооружений, имеются рекомендации по методам контроля параметров арматуры. Известны различные методы неразрушающего контроля, применение части которых регламентируется требованиями ГОСТ. Однако не все из методов позволяют достоверно и точно определить искомые параметры. Часть методов устарела, некоторые практически не применимы из-за трудностей, сопровождающих их использование.

Так, при обследовании железобетонных элементов зданий и сооружений, спроектированных в период с 1970 по 2000 год, наиболее трудной задачей является определение параметров стальной арматуры. Самым сложным в определении и важным для результатов расчета является определение принадлежности арматуры к определенному классу.

В большинстве нормативных документов и технической литературе, описывающей правила обследования конструкций зданий и сооружений, имеются рекомендации по методам контроля параметров арматуры. Известны различные методы неразрушающего контроля, применение части которых регламентируется требованиями ГОСТ. Однако не все из методов позволяют достоверно и точно определить искомые параметры. Часть методов устарела, некоторые практически не применимы из-за трудностей, сопровождающих их использование.

Существующие методы контроля искомых параметров арматуры схематично показаны в таблице.

Методы контроля параметров армирования

Параметры армирования	Расположение арматуры	Толщина защитного слоя	Диаметр стержней	Класс арматуры
Методы контроля	Магнитный метод	Магнитный метод	Измерение во вскрытии	По внешним признакам
	Рентгеновский метод	Рентгеновский метод		По марке стали
	Вскрытие защитного слоя и прямое измерение		По массе отобранного образца	Испытание образца на растяжение или изгиб
	Ультразвуковая томография			Испытание на твердость
	Георадиолокация			Косвенные методы

Основным нормативным методом определения прочности арматуры на сегодняшний день является испытание отобранных образцов на растяжение. Данный метод считается наиболее достоверным, однако его существенный недостаток – необходимость повреждения конструкции с целью извлечения образцов, что приводит к ее ослаблению. Работы по отбору проб весьма трудоемки, а сложность восполнение поврежденного стержня очень высока.

По требованиям длина отбираемых образцов должна быть не менее:

$$l = 8d + 200 \text{ мм.} \quad (1)$$

А для стержней диаметром менее 20мм должна определяться как:

$$l = 2a + 200 \text{ мм,} \quad (2)$$

где a – длина стержня, необходимая для захвата разрывной машиной.

Для стержней диаметром более 20мм:

$$l = 10d + 2a \text{ мм.} \quad (3)$$

Минимальное количество образцов для испытания в различной литературе варьируется от 2 до 10 стержней.

Помимо трудоемкости работ по отбору проб и локального ослабления конструкции, для реализации данного метода необходимо дорогостоящее лабораторное оборудование, в том числе разрывная машина.

Во многих нормативных документах, в том числе СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции», и технической литературе [5; 7; 8] можно встретить рекомендации по определению класса по внешним признакам. При реализации данного метода принимается, что арматура класса А-I (А-240) имеет круглое сечение, арматура класса А-II (А-300) в виде винтовой линии, а арматура класса А-III (А-400) в виде «елочки» (рис. 1).

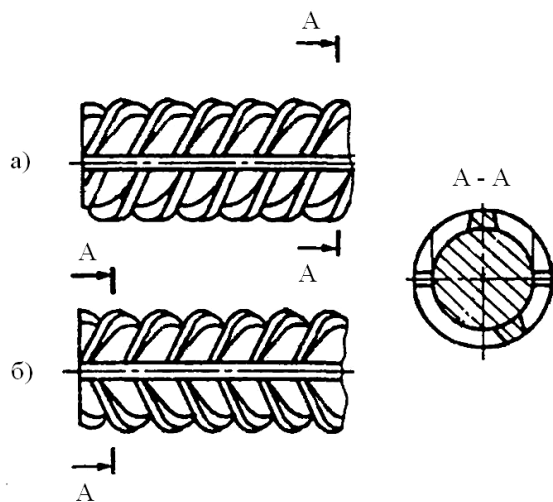


Рис. 1. Внешний вид профилей арматуры:
а – класс АII (А-240); б – классы АIII (А-400) – АV (А-1000)

Однако данные рекомендации явно устарели. Уже давно используется высокопрочная арматура классов А-IV (А-600)... А-VI (А-1000), изготавливаемая по ГОСТ 5781-82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия». Отличить по внешним признакам стержни данных классов между собой, а также от арматуры класса А-III нельзя.

С выходом в 1993 году СТО АСЧМ 7-93 «Прокат периодического профиля из арматурной стали» и введением в 1996 году ГОСТ 10884 арматурные стержни (классы А-400С...А-600С и Ат-400...Ат-1200) стали выпускать с новым «улучшенным» профилем, ребра насечки которого имеют серповидную форму и шаг, больший, чем у аналогичных горячекатаных стержней по ГОСТ 5781 (рис. 2).

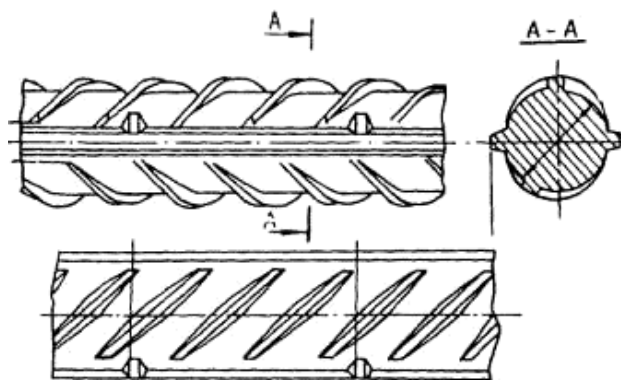


Рис. 2. Внешний вид профилей арматуры класса Ат – 400, ..., Ат – 1200 по ГОСТ 10884

Требованиями стандарта в качестве отличительных признаков между разными классами рекомендуется выполнение прокатных меток, либо окраска концов прутков. При выполнении последнего подхода, в ходе обследования конструкций арматуру разного класса не отличить. Помимо этого, согласно п. 4.3 ГОСТ 10884 термомеханически упрочненная арматура может изготавливаться сечением, соответствующим горячекатаной арматуре по ГОСТ 5781.

В соответствии с п. 1.2 ГОСТ 5781 по требованию потребителя сталь классов А-II (А300), А-III (А400), А-IV (А600) и А-V (А800) может быть изготовлена гладкого профиля. Такое же условие имеется

для арматуры классов Ат-800 и выше в п. 4.3 ГОСТ 10884. Согласно п. 4.5 СТО АСЧМ 7-93 допускается изготовление стержней периодического профиля с формой насечки отличной от указанной в данном стандарте. Указанные пункты полностью перечеркивают применение метода контроля по визуальным признакам для вышеуказанной арматуры.

Имеется еще один вид арматуры с профилем, нормируемым требованиями ГОСТ Р 52544-2006 «Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций». Это профиль холоднодеформированной арматуры класса В500С, имеющий трехсторонние или четырехсторонние серповидные ребра (рис. 3).

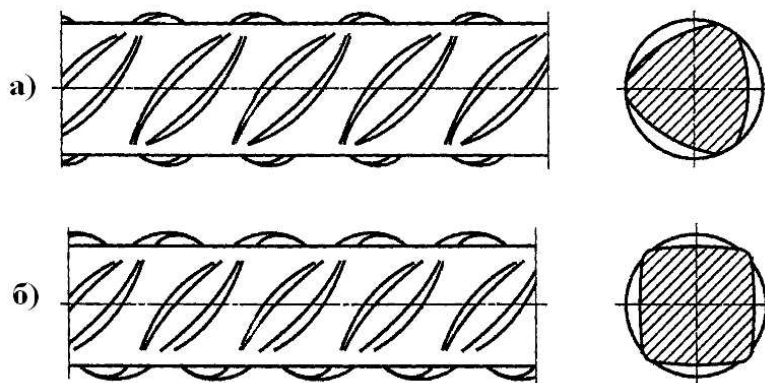


Рис. 3. Внешний вид профилей арматуры класса В-500С по ГОСТ Р52544:
а – с трехсторонним серповидным профилем; б – с четырехсторонним серповидным профилем

По приведенной выше информации можно сделать вывод, что четко отличить по внешним признакам можно только арматурные стержни периодического профиля классов А-II, А-500 СП и В-500С. Однако арматура класса А-II на сегодняшний день применяется редко. Арматура новых профилей еще не так популярна, а при обследовании большинство объектов – это старые здания и сооружения, построенные с использованием арматуры старых типов. Иными словами, определить класс арматуры только по внешним признакам в большинстве случаев не представляется возможным.

Другим, казалось бы, возможным методом выявления класса арматуры является определение химического состава арматурной стали. На сегодняшний день с учетом доступности выявления химического состава стали методом спектрального анализа данный способ мог бы быть жизнеспособным. Размеры образцов, отбираемых для химического анализа, в десятки раз меньше, чем для испытания на растяжение, и нарушение целостности конструкции не столь существенно. Имеется портативное оборудование, позволяющее выполнять спектральный анализ непосредственно на объекте. Однако такой подход мог быть реализован только до конца 80-х – начала 90-х годов, т.е. до широкого внедрения термомеханически упрочненной арматуры.

По требованиям ГОСТ 5781 различным классам арматуры соответствовали различные марки используемых сталей: от СтЗсп (А-240) до 22Х2Г2АЮ (А-1000). С введением ГОСТ 10884 данная однозначность исчезла. На сегодняшний день сталь одной марки может применяться для изготовления арматурных стержней различных классов как по разным стандартам, так и в пределах одного. Например, сталь 35ГС используется для изготовления арматуры классов А-III (ГОСТ 5781) А600С, Ат800, Ат800к (ГОСТ 10884), А-IIIв, Ат-VI; сталь 25Г2С – для изготовления арматуры классов А400 (ГОСТ 5781), Ат800 (ГОСТ 10884).

Таким образом, выявление химического состава и марки стали не позволит сделать однозначный вывод о классе арматуры.

Перспективным методом определения класса арматуры считается определение класса арматурных стержней по измерению твердости стали. Исследованиям зависимости между прочностью и твердостью сталей на сегодняшний день посвящено много работ [4; 5; 7]. Основополагающая зависимость для сталей отражена в ГОСТ 22761-77 «Металлы и сплавы. Метод измерения прочности по Бринеллю переносными твердомерами статического действия».

Однако, несмотря на всю привлекательность данного метода, на результаты измерений и их выполнение влияет целый ряд факторов:

- расположение участка измерения (торцевой срез, боковая поверхность) и влияние периодичности профиля;
- ограничения применяемых методов измерения (статический, динамический, ультразвуковой);
- шероховатость поверхности участка измерения;

- влияние на твердость исследуемого слоя способа подготовки поверхности (обрезка, зачистка, шлифовка, полировка);
- выбор частной градуировочной зависимости между твердостью и прочностью;
- влияние марки стали на применяемую зависимость;
- влияние вида упрочнения арматуры (термомеханическое, холодная деформация, вытяжка) на используемую зависимость.

Применение метода основано на известной зависимости параметров прочности стали (временное сопротивление, предел текучести σ_T) с твердостью по шкале Бринелля.

Твердость по шкале Бринелля можно определить как испытанием на прессе Бринелля (по требованиям ГОСТ), так и измерением твердости по другим шкалам (Роквелла, Виккерса, Шора) и пересчетом в твердость по Бринеллю. Имеется большой выбор портативных приборов, позволяющих определять твердость стали в полевых условиях. Приборы реализуют различные методы, например: динамический – серия приборов ТЭМП (аналог измерений по Шору), ультразвуковой – приборы серии МЕТ-У (по Виккерсу), статический – Equostat (по Роквеллу) и др.

При использовании стационарных твердомеров обеспечить точность измерений гораздо проще. Это связано как с меньшей погрешностью стационарных приборов по сравнению с портативными, так и с возможностью качественной подготовки поверхности отобранных образцов. Но последний плюс включает в себе и основной недостаток – необходимость отбора образцов, что является самым трудоемким мероприятием и не всегда возможным. Поэтому, несмотря на увеличение погрешности, предпочтение отдается использованию портативных приборов, позволяющих избежать отбора образцов. И несмотря на наличие теоретической и приборной базы, правильно выполнить измерения твердости на арматуре, заключенной в бетоне конструкций, а также произвести однозначный пересчет в прочность стали непросто.

Основные методы, применяемые в полевых условиях, – статический, динамический и ультразвуковой. При динамическом методе определяется косвенная характеристика – отношение скорости при ударе и отскоке индентора от поверхности образца. В ультразвуковом методе измеряемым параметром является частота колебаний индентора при его внедрении в образец на определенную глубину под действием постоянного усилия. Значения косвенных характеристик в дальнейшем переводятся в число твердости по градуировочной зависимости, заложенной в приборе.

Статическим методом измерения твердости называется такой, при котором индентор медленно и непрерывно вдавливаются в испытуемый металл с определенным усилием. К статическим методам относятся следующие: измерение твердости по Бринеллю, Роквеллу и Виккерсу. Реализация данных способов требует выполнения дополнительных исследований, направленных на выявление возможности создания необходимых условий для проведения измерений и их влияния на погрешность. Также необходимо выполнение исследований с существенно большей выборкой для четкого определения диапазонов твердости, соответствующих классам арматуры, применяемой на сегодняшний день в строительстве. Решению данных задач будут посвящены последующие работы.

В заключение можно отметить, что использование измерений твердости стали для определенного класса арматуры весьма достоверно и обоснованно. Следует заметить, что данная методика не определяет точное значение временного сопротивления стали, а лишь позволяет идентифицировать класс арматуры по попаданию полученных значений твердости в тот или иной промежуток значений. При выполнении соответствующих исследований и разработке практических рекомендаций метод можно применять без отбора проб, на поверхности стержня непосредственно на участке вскрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение: ГОСТ 12004-81.
2. Металлы и сплавы. Метод измерения прочности по Бринеллю переносными твердомерами статического действия: ГОСТ 22761-77.
3. Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1706 – 2006.
4. Улыбин, А.В. Применение зависимости «прочность – твердость» при обследовании стальных конструкций с помощью портативных твердомеров / А.В. Улыбин, П.А. Рогозин // Стройметалл. – 2011. – № 4(23). – С. 25–27.
5. Обследование и испытание зданий и сооружений / В.Г. Козачек [и др.]; под ред. В.И. Римшина. – М.: Высш. школа, 2004. – 447 с.
6. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. – М.: АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 1997. – 179 с.
7. Хомич, В.М. Экспериментальное исследование взаимосвязи предела текучести и некоторых чисел твердости строительных сталей / В.М. Хомич, Д.Н. Логвинов // Изв. вузов. Строительство. – 1999. – № 11. – С. 133–137.

УДК 620.169.2

**ПРИМЕНЕНИЕ ЗАВИСИМОСТИ «ПРОЧНОСТЬ – ТВЕРДОСТЬ»
ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ
С ПОМОЩЬЮ ПОРТАТИВНЫХ ТВЕРДОМЕРОВ**

Т.Г. ЕРМОЛАЕВА, К.А. КОСТЮРИНА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.И. КОЛТУНОВ)

Представлено экспериментальное исследование твердости образцов арматурной стали классов АШВ, АIV, AV с целью выявления зависимости перехода от твердости арматуры к ее классу, что является основной задачей данной работы. Изучена возможность применения полученной зависимости на практике с помощью переносного твердомера.

При обследовании технического состояния строительных конструкций часто возникает необходимость в определении прочности материалов. Для исследований применяются разрушающие методы, связанные с отбором образцов из конструкций и их лабораторным испытанием, а также методы неразрушающего контроля. Методы неразрушающего контроля, как правило, являются предпочтительными, так как существует возможность увеличения количества контролируемых участков, снижается трудоемкость работ и отсутствует необходимость в восстановлении поврежденного участка конструкции.

Применение метода основано на известной зависимости параметров прочности стали (временное сопротивление, предел текучести σ_r) от твердости по шкале Бринелля.

Твердость по шкале Бринелля можно определить, как испытанием на прессе Бринелля (по требованиям ГОСТ), так и измерением твердости по другим шкалам (Роквелла, Виккерса, Шора) и пересчетом в твердость по Бринеллю. Имеется большой выбор портативных приборов, позволяющих определять твердость стали в полевых условиях. Приборы реализуют различные методы, например: динамический – серия приборов ТЭМП (аналог измерений по Шору), ультразвуковой – приборы серии МЕТ-У (по Виккерсу), статический — Equostat (по Роквеллу) и др.

При использовании стационарных твердомеров обеспечить точность измерений гораздо проще. Это связано как с меньшей погрешностью стационарных приборов по сравнению с портативными, так и с возможностью качественной подготовки поверхности отобранных образцов. Но последний плюс включает в себе и основной недостаток — необходимость отбора образцов, что является самым трудоемким мероприятием и не всегда возможным. Поэтому, несмотря на увеличение погрешности, предпочтение отдается использованию портативных приборов, позволяющих избежать отбора образцов. И, несмотря на наличие теоретической и приборной базы, правильно выполнить измерения твердости на арматуре, заключенной в бетоне конструкций, а также произвести однозначный пересчет в прочность стали не просто.

Для применения всех методов неразрушающего контроля твердости необходимо соблюсти определенные требования к участку измерения и его поверхности. К этим требованиям относятся:

- радиус кривизны поверхности, который для применения динамического метода должен быть более 10 мм, а для ультразвукового – более 5 мм (по паспортным данным прибора МЕТ-УД);
- минимальная площадка измерения для установки датчика должна быть диаметром более 7...10 мм (в зависимости от метода измерения);
- шероховатость измеряемой поверхности, которая при использовании большинства методов измерения твердости (как портативными, так и стационарными приборами) должна быть менее 2,5 мкм (Ra).

Обеспечить выполнение описанных условий можно с помощью обработки абразивными дисками, установленными на угловую шлифовальную машинку (УШМ). После среза части сечения арматуры и создания площадки необходимых размеров и ровности производится дообработка поверхности с помощью наждачной бумаги и соответствующих насадок на УШМ.

При использовании обработки шлифовкой механические свойства и структура поверхностного слоя стали изменяются. В основном это происходит за счет влияния двух факторов: высокой температуры и наклепа вследствие пластических деформаций металла поверхностного слоя.

При шлифовке малогабаритными устройствами типа УШМ в режиме работы с перерывами температура нагрева стали достигает 100...200 °С, что подтверждается тепловизионными измерениями. При работе без перерывов и периодического охлаждения поверхности температура может достигать 300 °С и более, о чем свидетельствует появление оксидной пленки с цветами побежалости. При достижении указанных температур сталь может подвергаться низкотемпературному и среднетемпературному отпуску. При этом прочность, пластичность и твердость поверхностного слоя могут изменяться.

Помимо высоких температур, в зоне реза (шлифования) металл поверхностного слоя претерпевает существенные пластические деформации, которые после обработки являются остаточными. Эти деформации приводят как к образованию остаточных напряжений в поверхностном слое элемента, так и к изменению параметров прочности и твердости за счет наклепа. Глубина измененного слоя зависит от скорости реза, силы подачи инструмента, направления шлифовки, зернистости абразива и других факторов. Известно, что толщина слоя с этими изменениями может колебаться от десятков до сотен микрон.

Таким образом, применяя портативные приборы с малой глубиной проникновения индентора (статический, ультразвуковой), результат измерения можно получить с существенным отличием от истины. С другой стороны, указанные методы (например, ультразвуковой) характеризуются большей универсальностью для применения в полевых условиях, так как измерения можно производить на элементах меньших размеров по площади и толщине, меньшей массы и большей кривизны.

Для применения портативных твердомеров на боковой поверхности арматурных стержней необходимо исследовать влияние видов обработки на арматурную сталь и подобрать оптимальный вид и режим. После решения проблем с подготовкой поверхности измерения и выбора метода контроля возникает немаловажный вопрос, какую зависимость применять для определения прочности стали по твердости.

В большинстве изданий указаны зависимости, полученные при исследовании сталей прокатных профилей (швеллер, двутавр и др.), применяемых для элементов стальных строительных конструкций. Эти стали характеризуются относительно узким диапазоном прочности, небольшим разнообразием марок и простыми способами термического улучшения. Всего этого нельзя сказать об арматурной стали различных классов.

Не ясно, как будут влиять разнообразие марок стали и видов термомеханического упрочнения арматуры, а также напряженное состояние и другие факторы на используемую зависимость. Однако можно выделить определенную группу арматурных сталей, для которых можно выявить зависимость параметров прочности стали с твердостью.

Цель работы, суть которой изложена в статье заключается в выявлении зависимости перехода от твердости к классу арматурной стали. Принимая во внимание годы постройки сооружения можно отобрать группу классов арматурных сталей, используемых в строительстве в период с 1970 по 2000 года. Для достижения поставленной цели проведены экспериментальные исследования. Они выполнены на образцах из арматурных сталей классов АПВ, АIV, AV. Для определения твердости металла в ходе исследований был использован прибор Константа К5У.

Измерения твердости выполнялись на боковой поверхности образцов, диаметр образцов 10, 12, 14 мм. На каждом стержне производилось по 10 единичных измерений с последующим усреднением значения твердости. Результаты экспериментальных исследований указаны в таблице 1.

Так же показания приборов могут изменяться в зависимости от толщины срезанного поверхностного слоя. На основании этого на каждом образце выполнялось по три шлифа, толщина срезаемого слоя назначалась – 1 мм, 2 мм и 3 мм. На каждом участке проводилось по десять единичных испытаний с последующим их усреднением. Результаты исследований указаны в таблице.

Показания статического твердомера в зависимости от глубины срезаемого слоя

Класс арматурной стали	АПВ			AIV			AV		
	диаметр стержня			12			10		
толщина среза	1 мм	2 мм	3 мм	1 мм	2 мм	3 мм	1 мм	2 мм	3 мм
результаты	12,4	11	10,7	16,8	22,7	22,7	29,7	30,8	30,7
	14,6	13,7	12,4	27,5	23,8	26,2	35,3	31,1	31,6
	15,2	14,3	12,7	27,7	24,9	26,8	36,5	31,9	31,7
	19,2	15,1	13,1	30,2	27,5	26,9	36,5	32,7	33,1
	19,7	16,1	13,1	30,5	28,5	28,5	37,4	32,7	34
	21,1	19,3	16,1	30,7	28,6	29,2	37,6	33	34,2
	21,9	20	16,7	30,8	29	30,5	38,3	33,6	34,8
	22,1	20,3	16,9	32,8	29,9	30,5	39,4	34,4	36
	27,7	20,5	16,9	33,7	31,2	30,6	39,9	35,8	38,4
29,4	21,6	17,2	36,1	34,7	31,1	40,2	36,3	41,3	
Усредненные значения	20,33	17,19	14,48	29,68	28,08	28,3	37,08	33,23	34,58

По данным таблицы 1 легко заметить, что чем ближе к наружной поверхности арматуры, тем выше показания прочности этой арматуры. Поэтому при проведении испытаний в полевых условиях необходимо учитывать величину срезаемого слоя при обработке поверхности.

По результатам проведенных испытаний можно определить зависимость между прочностью образцов и их временным сопротивлением, что поможет нам в определении класса арматурной стали.

$$\sigma_B = 34 \cdot HR + 50. \quad (1)$$

Для определения вышеуказанной зависимости была произведена выборка образцов, по шесть для каждого из исследуемых классов. На каждом образце проводились испытания на разрывной машине и определение твердости с помощью портативного твердомера статического действия Константа К5У. Результаты проведенных испытаний представлены в виде графика на рисунке 1.

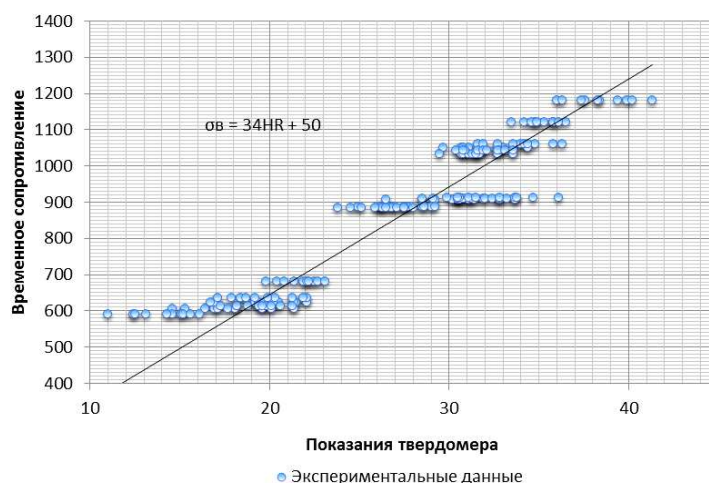


Рис. 1. Линейная зависимость прочности арматурной стали от твердости

После получения экспериментальной зависимости перехода от твердости к классу арматуры, переходим к использованию данной методики непосредственно на объекте.

Обследование выполняется на предварительно напряженных плитах, в которых возможна установка арматуры классов: А-IIIВ или А-IV. (рис. 2).

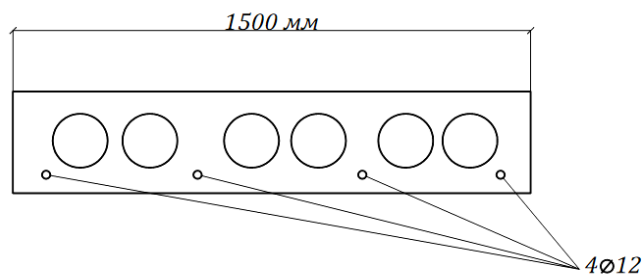


Рис. 2. Предварительно напряженная плита

Апробация производится на реальном объекте, выкупленном фирмой СМ для изменения назначения здания от административного в разряд производственных. В соответствии с техническим проектом на междуэтажных перекрытиях планируется установка станков для производства стеклонити. При использовании арматуры класса S540 (А-IIIВ) несущей способности плит достаточно лишь для восприятия собственного веса и временной нагрузки 200 кг/м^3 , поэтому требовалось уточнение класса арматуры.

Для начала определяем положение арматуры в конструкции при помощи электромагнитного прибора ИЗС 10Н. Вскрытием уточняем диаметр арматуры.

Область вскрытия арматуры дорабатывается до размеров необходимых для определения прочности твердомером Константа К5У.

Ширина вскрываемого участка должна быть не менее диаметра насадки твердомера, длина должна позволять произвести как минимум 5 испытаний. По ГОСТ 22761-77 «Металлы и сплавы. Метод измере-

ния твердости по Бринеллю переносными твердомерами статического действия» расстояние между центрами двух соседних отпечатков должно быть не менее шести диаметров отпечатка, что примерно составляет от 10 до 15 мм. Так как для каждого образца проводилось по пять испытаний, принимаем область вскрытия размером от 65 до 95 мм в длину и от 12 до 16 мм в ширину.

При помощи угловой шлифовальной машинки, либо дрели со специальной насадкой выполняется шлиф в месте действия минимальных изгибающих моментов, не нарушая при этом анкеровки.

Поверхность изделия в месте испытания дорабатывается до необходимой шероховатости с использованием насадки малой зернистости. Параметр шероховатости должен быть не более $Ra=0,32$ мкм.

С учетом ранее проведенных испытаний измерения выполняются на шлифах глубиной 3мм.

Проводятся испытания твердомером Константа К5У. Полученные результаты обрабатываются с последующим их усреднением.

Твердость определяется как среднеарифметическое результатов пяти проведенных измерений, исходя из ранее полученной зависимости:

$$\sigma_B = 34 \cdot 26 + 50 = 934 \text{ МПа.}$$

Данное значение попадает в диапазон значений для класса А-IV (А600).

Параллельно с испытанием твердомером производился контрольный отбор образцов арматуры в месте проектируемого выполнения технологического проема, для испытания по методике ГОСТ 12004. Временное сопротивление $\sigma_B = 950,85$ МПа

Погрешность проведенных измерений составляет 1,8 %, что говорит о возможности применения данного метода на практике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение: ГОСТ 12004-81.
2. Металлы и сплавы. Метод измерения прочности по Бринеллю переносными твердомерами статического действия: ГОСТ 22761-77.
3. Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1706-2006.
4. Улыбин, А.В. Применение зависимости «прочность – твердость» при обследовании стальных конструкций с помощью портативных твердомеров / А.В. Улыбин, П.А. Рогозин // Стройматериалы. – 2011.– № 4(23). – С. 25–27.
5. Попков, Ю.В. Определение градуировочной зависимости «косвенный показатель – прочность: метод. указания к лабораторной работе для методов контроля прочности бетона / Ю.В. Попков. – Новополоцк, 1986.

УДК 624.21.072

ВЛИЯНИЕ ПРИГРУЗА НА ОСАДКУ ОСНОВАНИЯ

Ю.А. ИВАНОВ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. В.Н. КИСЕЛЕВ)

Рассматривается вопрос определения влияния пригруза на осадку основания. Используя имеющиеся методы расчета, а также математический аппарат, в ходе исследования получены оптимальные формулы для определения осадки.

Влияние пригруза на осадку основания в условиях плоской задачи

Для основания, рассматриваемого в условиях плоской задачи пригруз может располагаться лишь на продолжении оси балки.

Расчленим балку на участки одинаковой длины, количество которых следует принимать в зависимости от желаемой степени точности получаемого решения. Для учета влияния пригруза расчленим и упругое основание на участки той же длины.

Заменим пригруз, распределенный по произвольному закону ступенчатой эпюрой со ступенями, равными длине принятых участков. В пределах же каждого участка будем пригруз заменять его равнодействующей.

Таким образом, распределенный пригруз можно представить в виде системы сосредоточенных сил, приложенных по серединам соответствующих участков (рис. 1).

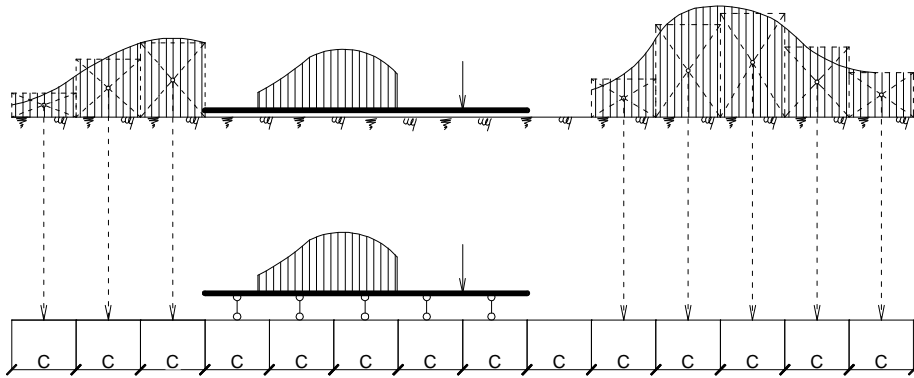


Рис. 1. Расположение пригруза

Известно, что осадка произвольной точки A границы упругого основания, рассматриваемого в виде полуплоскости от нагрузки P , равномерно-распределенной по участку длиной c этой границы, центр которого в точке B , выразится согласно решению Б.Н. Жемочкина формулами:

а) при плоском напряженном состоянии:

$$\delta = \frac{P}{\pi \times E_0} \cdot \left[F\left(\frac{x}{c}\right) + D \right]; \quad (1)$$

б) при плоской деформации:

$$\delta = \frac{P \cdot (1 - \nu_0^2)}{\pi \cdot E_0} \cdot \left[F\left(\frac{x}{c}\right) + D \right], \quad (2)$$

где x – расстояние между точками A и B ; F – функция, определяемая формулой:

при $\frac{x}{c} \geq 1$

$$F = -2 \cdot \frac{x}{c} \cdot \ln \left[\frac{\left(2 \frac{x}{c} - 1\right)}{\left(2 \frac{x}{c} + 1\right)} \right] - \ln \left[\left(2 \frac{x}{c} - 1\right) \cdot \left(2 \frac{x}{c} + 1\right) \right]; \quad (3)$$

при $\frac{x}{c} = 0$

$$F = 0;$$

D – постоянная, определяемая по формуле

$$D = 2 \cdot \ln \frac{d}{c} + 2 + 2 \cdot \ln 2.$$

Здесь d – расстояние от точки B , где приложена равнодействующая пригруза, до некоторой достаточно удаленной точки M , расположенной на верхней грани упругого основания.

Следует заметить, что в условиях плоской задачи δ является условной осадкой, равно разности осадок верхней границы основания в точках B и M .

Таким образом, осадку в некоторой точке A границы основания, рассматриваемого в виде упругой полуплоскости, можно представить в следующем виде:

а) для плоского напряженного состояния

$$\delta = \frac{P}{\pi \cdot E_0} \cdot (F + D); \quad (4)$$

б) для плоской деформации

$$\delta = \frac{P \cdot (1 - \nu_0^2)}{\pi \cdot E_0} \cdot (F + D), \quad (5)$$

где функция F зависит от расстояния между точками A и B .

Влияние пригруза на осадку основания в условиях пространственной задачи

Пусть имеем балку, лежащую на упругом основании, на поверхности которого расположен пригруз в виде произвольной распределенной нагрузки.

Аналогично предыдущему случаю расчленим балку на участки одинаковой длины.

Для учета влияния пригруза расчленим и поверхность основания на квадраты со сторонами, равными принятой длине участков балки. При этом сетку квадратов будем наносить так, чтобы ось балки проходила через центры тяжести квадратов параллельно одному из семейств линий сетки. Примем, что в пределах площади каждого квадрата, пригруз распределен равномерно. Тогда равнодействующая пригруза по площади каждого квадрата будет приложена в его центре.

Таким образом, распределенный по произвольному закону пригруз, можно представить в виде системы сосредоточенных сил, приложенных в центрах квадратов сетки (рис. 2).

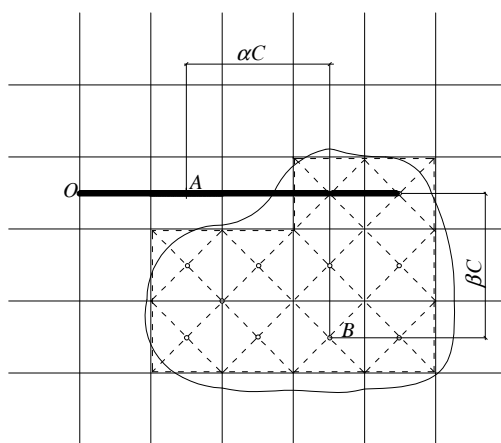


Рис. 2. Распределенный по произвольному закону пригруз

Из рисунка 2 видно, что при этом контур поверхности загрузки заменяется ломаным контуром, очерченным по сторонам квадратов сетки.

Известно, что осадка произвольной точки A поверхности упругого полупространства от сосредоточенной силы P , приложенной в некоторой точке B этой поверхности, выразится согласно решению Буссинеска формулой:

$$\delta = \frac{P \cdot (1 - \nu_0^2)}{\pi \cdot E_0} \cdot \frac{1}{\rho}, \quad (6)$$

где E_0 – модуль упругости материала основания; ν_0 – модуль Пуассона этого материала; ρ – расстояние между точками A и B .

Учитывая, что реальные нагрузки распределены всегда по некоторой площади, целесообразно в этом случае использовать решение профессора Б.Н. Жемочкина, а именно: при нагрузке P , равномерно-распределенной по площади некоторого прямоугольника $b \times c$, центр которого в точке B , осадка – точка A (рис. 3) – выразится формулой:

$$\delta = \frac{P \cdot (1 - \nu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot c} \cdot F\left(\frac{b}{c}, \frac{x}{c}\right), \quad (7)$$

где x – расстояние между точками A и B ; F – функция, определяемая формулами (8)–(11).

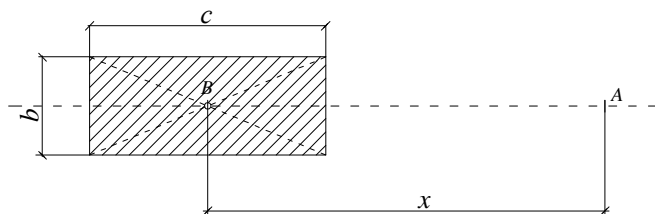


Рис. 3

Функция F

при $x > \frac{c}{2}$ выразится следующей формулой:

$$F = \frac{c}{b} \cdot \left\{ \begin{aligned} &2 \ln \frac{b}{c} - \ln \left[\left(\frac{2^x}{c} \right)^2 - 1 \right] - 2 \frac{x}{c} \cdot \ln \frac{2^x + 1}{2^x - 1} + \frac{b}{c} \cdot \ln \left[\frac{2^x + \frac{c}{b} + \sqrt{\left(\frac{2^x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}}{2^x - \frac{c}{b} + \sqrt{\left(\frac{2^x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}} \right] + \\ &+ 2 \frac{x}{c} \cdot \ln \left[\frac{1 + \sqrt{\left(\frac{2^x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}}{1 + \sqrt{\left(\frac{2^x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}} \right] + \ln \left[1 + \sqrt{\left(\frac{2^x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1} \right] \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{2^x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1} \right] \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

при $x = 0$

$$F = 2 \cdot \frac{c}{b} \cdot \left\{ \ln \left(\frac{b}{c} \right) + \frac{b}{c} \cdot \ln \left[\frac{c}{b} + \sqrt{\left(\frac{c}{b} \right)^2 + 1} \right] + \ln \left[1 + \sqrt{\left(\frac{c}{b} \right)^2 + 1} \right] \right\}. \quad (9)$$

Для рассматриваемого случая (квадратная сетка) $b = c$ и функции примут значения:

при $x > \frac{c}{2}$

$$F = -\ln \left[\left(\frac{2^x}{c} \right)^2 - 1 \right] - 2 \frac{x}{c} \cdot \ln \left[\frac{2^x - 1}{2^x + 1} \right] + \ln \left[\frac{2^x + 1 + \sqrt{(2^x + 1)^2 + 1}}{2^x - 1 + \sqrt{(2^x - 1)^2 + 1}} \right] + 2 \frac{x}{c} \cdot \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(2^x + 1)^2 + 1}}{1 + \sqrt{(2^x - 1)^2 + 1}} \right] + \ln \left[1 + \sqrt{(2^x + 1)^2 + 1} \right] \cdot \left[1 + \sqrt{(2^x - 1)^2 + 1} \right] \quad (10)$$

при $x = 0$

$$F = 4 \cdot \ln(1 + \sqrt{2}). \quad (11)$$

Видим, что и формулу Буссинеска можно представить аналогично формуле Б.Н. Жемочкина:

$$\delta = \frac{P \cdot (1 - \nu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot c} \cdot \xi, \quad (12)$$

где $\xi = \frac{c}{x}$.

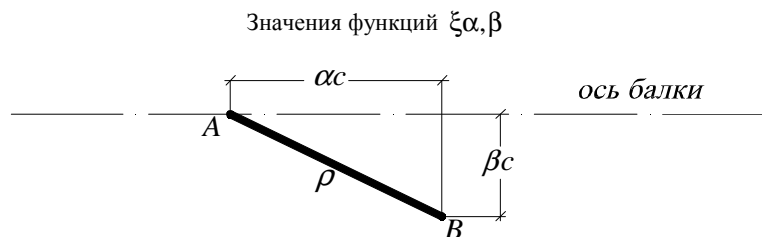


Рис. 4. Расположение пригруза относительно точки A

Сравним оба решения при различных x , получим следующие результаты, представленные в таблице.

x/c	0	1	2	3	4	5	7	10	15	20
ξ	∞	1,000	0,500	0,333	0,256	0,200	0,143	0,100	0,057	0,050
F	3,525	1,038	0,505	0,335	0,251	0,200	0,143	0,100	0,057	0,050
расх.	∞	3,540	0,990	0,600	0,400	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Из приведенной таблицы видно, что при $\frac{x}{c} \geq 1$ расхождение обоих значений незначительно; поэтому при $\frac{x}{c} \geq 1$ решение Жемочкина Б.Н. можно с известным приближением заменить решением Буссинеска.

Таким образом, осадку в некоторой точке А поверхности упругого основания от силы Р, приложенной в точке В будем вычислять по формуле:

$$\delta = \frac{P \cdot (1 - \nu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot c} \cdot \xi_{\alpha, \beta},$$

где $\xi_{\alpha, \beta}$ – функция зависящая от координат: точек А и В, значения которой приведены в таблице выше.

ЛИТЕРАТУРА

1. Афендульев, А.А. Применение метода сил при расчете балок на связном упругом основании / А.А. Афендульев, П. С. Скипский // Труды Г.И.С.И., 1956. – 25 с.
2. Афендульев, А.А. К вопросу расчета балок на упругом основании при односторонней связи / А.А. Афендульев, П.С. Скипский // Труды Г.И.С.И., 1956. – 25 с.
3. Клепиков, С.Н. Расчет конструкций на упругом основании / С.Н. Клепиков. – Киев: Будівельник, 1967. – 183 с.

УДК 624.1

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВЫХ ОТКОСОВ МЕТОДОМ НАКЛОННЫХ СИЛ

А.Д. МАТВЕЕВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. А.П. КРЕМНЕВ, Н.Н. ВИШНЯКОВ)

Проводится сравнительный анализ метода наклонных сил и метода круглоцилиндрических поверхностей при расчете устойчивости грунтовых откосов. Приведен пример расчета устойчивости грунтового откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения и методом наклонных сил.

В практике строительства часто возникает необходимость оценки устойчивости откосов. Это касается как откосов природного происхождения, так и полученных искусственно в результате устройства дамб, плотин и т.п. Ошибки при решении задачи устойчивости откосов могут привести к потере устойчивости и образованию оползня. Опасность образования оползня усугубляется тем, что обрушение грунтовых масс, как правило, происходит внезапно и захватывает значительные по объему участки грунта. Такое обрушение стенок траншей или котлованов может привести к гибели рабочих, а в случае образования оползня вблизи здания или сооружения к его практически полному разрушению. Даже небольшая прослойка слабого грунта в теле откоса, игнорируемая при проведении изысканий в обычных условиях, может стать роковой для откоса. Устранение последствий обрушения откоса, как правило, приводит к значительным денежным затратам. Поэтому оценка устойчивости откоса является одной из важнейших задач механики грунтов.

Наиболее распространенным методом расчета устойчивости откоса является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Принцип расчета заключается в том, что мы задаем поверхность скольжения с центром в точке О, и для нахождения коэффициента запаса устойчивости определяется сумма моментов удерживающих к сумме моментов сдвигающих:

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{сд}}$$

огласно ТКП /1/ откос считается устойчивым, если $\eta > 1.15$.
 Еще одним методом, который позволяет оценить устойчивость откоса, является метод наклонных сил. Приведем краткую последовательность расчета согласно расчетной схеме, представленной на рис.1 .

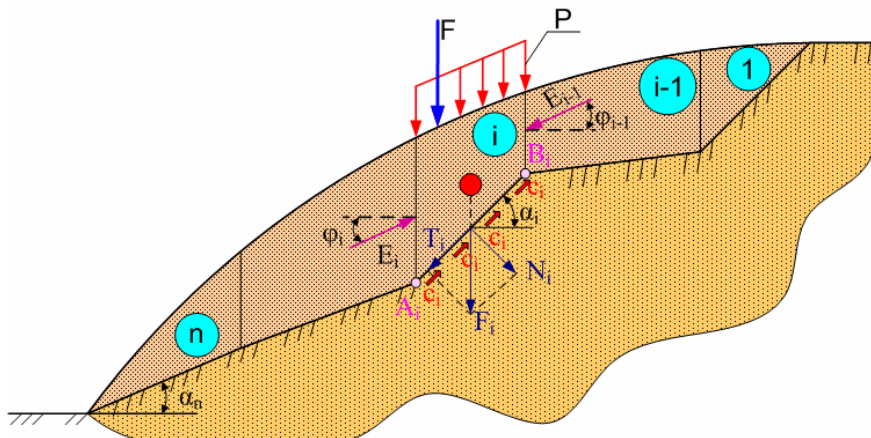


Рис. 1. Расчетная схема метода наклонных сил.

Сползающий массив грунта разбивают вертикальными плоскостями на ряд отсеков и рассматривают силы, действующие на каждый из них, начиная сверху вниз. При рассмотрении каждого отсека учитывают вес грунта отсека, который раскладывают на два направления: перпендикулярное плоскости сдвига этого отсека и параллельное ей, силы сцепления и трения. Дополнительно на нижележащие отсеки действует оползневое давление от вышележащих отсеков E_{i-1} и неизвестное оползневое давление на нижележащие отсеки E_i .

Рассматривая уравнение равновесия всех сил на прямую АВ позволяет найти неизвестное давление E_i , передаваемое на следующий отсек.

Расчет начинают с первого отсека, для которого давление предыдущего отсека равно нулю. Переходя от отсека к отсеку считают давление последнего отсека E_n . Расчетная схема метода наклонных сил приведена на рисунке 1.

Достоинства и недостатки приведенных выше методов приведены в Таблице 1.

Название метода	Общая характеристика, применение	Достоинства	Недостатки
1. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения	1. Склоны сложены однородными грунтами. 2. Сползание грунта происходит лишь в результате вращения оползающего массива, поверхность скольжения представлена дугой. 3. Оползающий массив рассматривается как некоторый твердый блок, участвующий в одном общем движении.	Метод является относительно простым и имеет программное обеспечение.	1. Трудоемкость в определении центров поверхностей скольжения. 2. Не учитывает влияние слабых прослоек в толще откоса. 3. Расчет ведется только по круглоцилиндрическим поверхностям.
2. Метод наклонных сил	1. Применяется в случаях, когда склон сложен разнородными грунтами. 2. Оползень происходит по известной произвольной поверхности скольжения.	1. Оценка устойчивости для разнородной оползневой толщи грунтов. 2. Произвольное очертание поверхности скольжения.	Метод не может быть использован при поверхности скольжения, проходящей практически параллельно склону.

Рассмотрим для примера откос плотины и рассчитаем его методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения и методом наклонных сил. Откос сложен следующими грунтами: суглинок прочный, супесь прочная, а также имеется слабая песчаная прослойка грунта.

Вначале выполняем расчет по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Расчетная схема с указанием наиболее опасной поверхности скольжения приведена на рис.2.

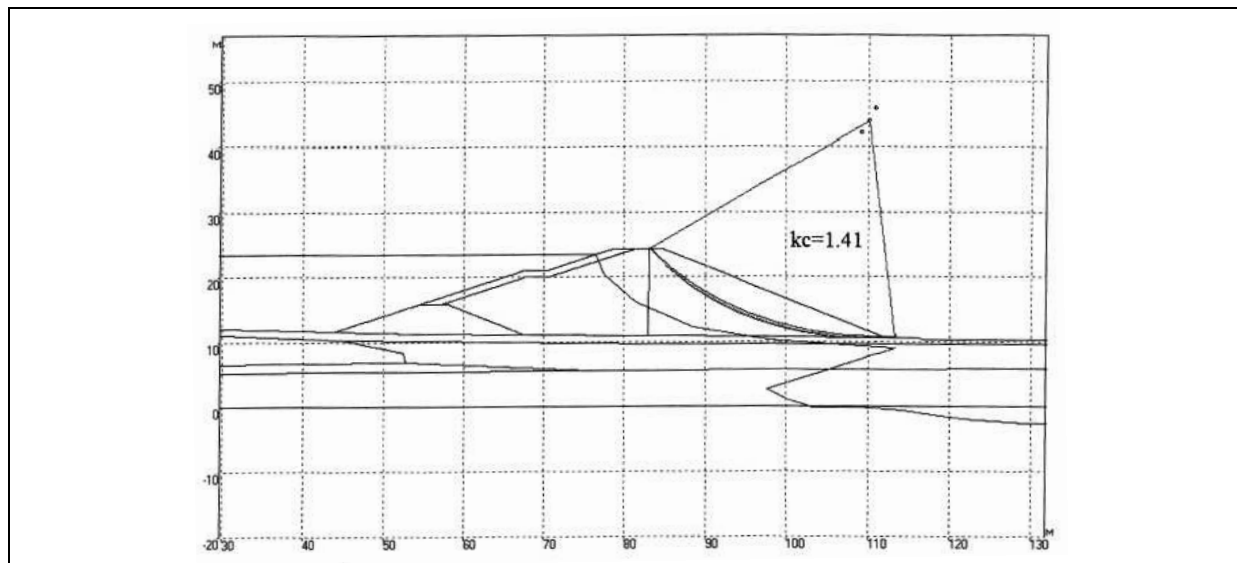


Рис. 2. Расчетная схема метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

По результатам расчета получаем минимальный коэффициент устойчивости, равный 1,41, что означает, откос находится в устойчивом состоянии.

Затем выполним расчет устойчивости откоса методом наклонных сил, проведя линию предполагаемого обрушения по депрессионной кривой (Рис 3).

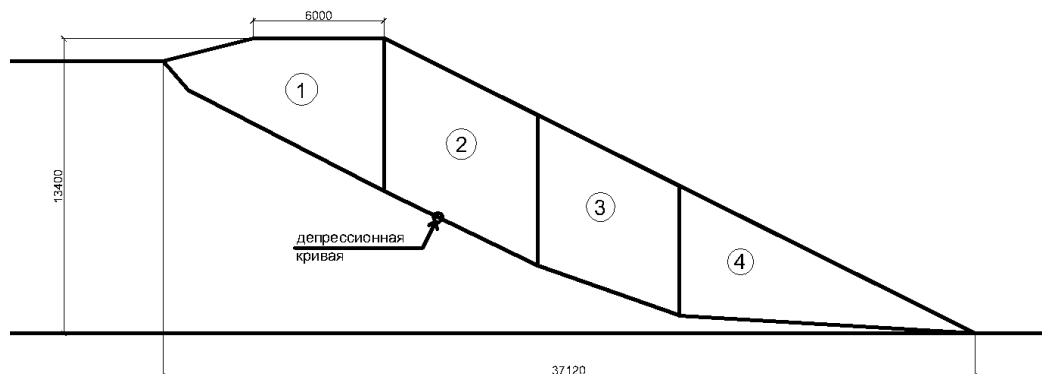


Рис. 3. Расчетная схема откоса метода наклонных сил.

Согласно расчетной схеме, необходимо определить давления на блок №4. Последовательно определяя давление на каждый блок, находим $E_4 = -164.288$ кН. Поскольку давление получается с отрицательным знаком, откос находится в неустойчивом состоянии. Другими словами, может произойти обрушение данного откоса.

Сравнивая результаты расчетов, можно сделать вывод, что при расчете устойчивости откосов, в теле которых наблюдаются слабые прослойки грунта, более точным оказывается метод наклонных сил.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 5.01.2012. – Минск : Минстройархитектуры, 2012. – 102 с.
2. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б.И. Далматов. – 2-е изд. прераб. и доп. – Ленинград : Стройиздат Ленинградское отделение, 1988. – 415 с. с ил.

УДК 692.522.8

**К ВОПРОСУ УЧЁТА УСАДКИ
В ИЗГИБАЕМЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ****Н.В. ЗЛОБИНА***(Представлено: А.А. КОВАЛЕНКО; канд. техн. наук, доц. Е.Г.КРЕМНЕВА)*

Рассматриваются вопросы учёта усадки монолитного бетона сборно-монолитных конструкций на стадии изготовления (твердения бетона) при определении напряженно-деформированного состояния всей конструкции в процессе эксплуатации.

Сборно-монолитные конструкции сочетают в себе основные положительные качества как сборного, так и монолитного железобетона. В связи с этим возможно создание экономичной конструкции посредством рационального объединения сборных элементов заводского изготовления при помощи монолитного бетона, укладываемого в построечных условиях [1; 2]. Это способствует эффективному применению их в различных областях строительства.

Данные конструкции весьма многообразны. Одними из них являются часторебристые сборно-монолитные перекрытия. В Беларусь технология устройства сборно-монолитных перекрытий пришла из Европы, где массовое строительство индивидуальных домов по этой технологии ведется уже свыше 50 лет. Наиболее известные в Беларуси и странах СНГ европейские и отечественные технологии строительства с применением часторебристых сборно-монолитных перекрытий: польские перекрытия «TERIVA (ТЕРИВА)»; белорусские перекрытия «ДАХ», разработанные в УО «ПГУ» и адаптированные для Беларуси; российские сборно-монолитные перекрытия «Марко» и многие другие [3].

В состав сборно-монолитных перекрытий входят четыре элемента: балки с пространственным каркасом разного вида, блоки-вкладыши, сетка и скрепляющий слой монолитного бетона. Что касается применения легких армированных балок, они весьма сходны между собой. Отличия заключаются в конфигурации и материале блоков-вкладышей: поризованная керамика, керамзитобетон, пенобетон, пенополистиролбетон и т.д.

Использование сборно-монолитных перекрытий позволяет снизить вес перекрытий на 30...50 % в сравнении со сборными и монолитными перекрытиями; вести монтаж перекрытий без использования крана; исключить устройство отдельного монолитного пояса на слабонесущих стенах; исключить устройство стяжки для выравнивания основания пола; доставить на строительную площадку одной машиной до 250 м² перекрытий; легко заменить деревянные и ослабленные перекрытия на железобетонные; перекрыть помещения сложной формы с эркерами и выступами; вести монтаж перекрытий в труднодоступных местах, в том числе в существующих помещениях; сократить на 30...40 % затраты на устройство перекрытий, обеспечить несущую способность перекрытия до 1000 кг/м²; обеспечить высокие показатели перекрытия по теплозащите и звукоизоляции; доработать элементы перекрытия на строительной площадке (подрезать, укоротить, придать необходимую форму, использовать пустоты в перекрытиях для прокладки коммуникаций, использовать балки перекрытий для устройства мощных несущих перемычек) [3].

Исследования сборно-монолитных конструкций, показывают, что при применении традиционных бетонов на основе портландцемента в качестве монолитной части в составном сечении создается дополнительное напряженно-деформированное состояние от несовместной усадки и ползучести бетонов разного возраста, приводящее к существенному снижению эксплуатационных характеристик конструкций [3]. В связи с этим возникает вопрос, влияет ли воздействие усадки на напряженно-деформированное состояние всей конструкции, в частности при действии эксплуатационной нагрузки, и каким образом это следует учитывать при проектировании [1]. В литературе имеется большое количество исследований по данному направлению, однако результаты весьма противоречивы.

Целью исследования является теоретический анализ напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных изгибаемых конструкций на стадии изготовления. При этом учитывается сцепление старого и нового бетонов и влияние усадки бетона монолитной части конструкции на напряженно-деформированное состояние всей конструкции.

Контактный шов обуславливает наличие сложного напряженно-деформированного состояния сборно-монолитной конструкции при нагружении, которое отличается от НДС «обычной» железобетонной балки либо плиты.

Контактные швы в конструкциях подвергаются различным силовым воздействиям, в том числе воздействиям изгибающих моментов, нормальных сжимающих и растягивающих сил, а также воздействиям сдвигающих сил.

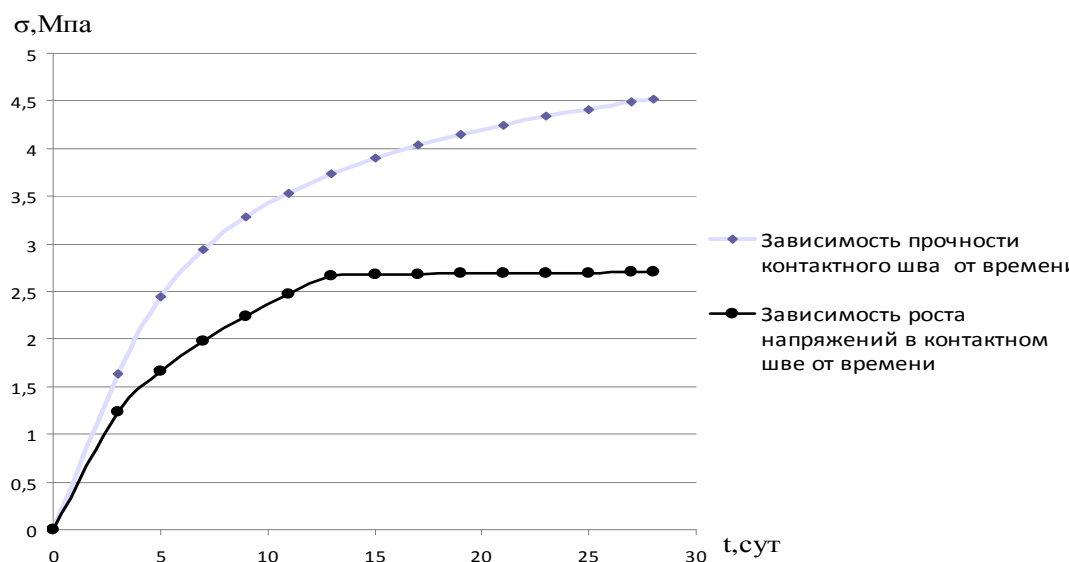
Одним из наиболее важных и сложных вопросов является оценка сопротивления контактных швов действию сдвигающих сил, особенно при наличии арматуры, пересекающей контактный шов. При сдвиге контактные швы имеют весьма сложный характер работы, зависящий от многих факторов. В то же время от правильной оценки сдвиговой прочности контактного шва зависит совместная работа прилегающих к контактному шву элементов конструкции и несущая способность конструкции в целом [4].

Для установления влияния усадочных деформаций бетона монолитной части на сдвигающие усилия необходимо определить прочность контактного шва во время твердения монолитного бетона.

Под усадкой в общем случае принято понимать объемное сокращение бетона (раствора цементного камня) в результате потери воды при твердении материала в неизменных во времени температурно-влажностных условиях [4].

Напряжённое состояние сборно-монолитных конструкций, вызванное усадкой бетонов, освещено в работах Е.Е. Гишмана, М.Е. Гишмана, Н.А. Калашникова, Г.В. Кизирия, С.Н. Медведева, Н.С. Метелюка, Х. Биркелэнда, Д. Брэнсона, А. Оцелла и других. В некоторых из них содержатся решения с учётом ползучести и длительного характера процесса усадки [1].

Расчёт прочности контактных швов старого и нового бетонов производится для сборно-монолитного перекрытия «TERIVA» [5]. Также определены усилия сдвига [2] в контактном шве сборно-монолитной конструкции на стадии изготовления, возникающие в результате разности усадочных деформаций монолитного и сборного бетонов, а также собственного веса конструкции (рисунок).



Сопоставление полученных результатов

Полученные результаты проведённых исследований свидетельствуют о том что, прочность контактного шва от действия нагрузок в процессе твердения монолитного бетона обеспечена (прочность шва больше действующих касательных напряжений $f(\sigma) > f(\tau)$ в среднем на 27 %). В связи с этим можно утверждать, что усадочные деформации монолитного бетона передаются на сборную балку тем самым, влияя на напряженно-деформированное состояние всей конструкции. Однако остаётся нераскрытым вопрос о степени влияния данных деформаций на напряженно-деформированное состояние конструкции на стадии эксплуатации, что требует проведения дополнительных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Чикалина, О.П. Усиление железобетонных конструкций намоноличиванием с применением модифицированных бетонов: магистерская дис. / О.П. Чикалина, 2003.
2. Гольшев, А.Б. Расчёт сборно-монолитных конструкций с учётом фактора времени / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, Ю.А. Колпаков. – М., 1969.
3. Современные строительные технологии [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://parthenon-house.ru/content/articles/index.php?article=7649>. – Дата доступа: 14.02.2014.
4. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций: моногр. / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Минск, 2003.
5. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). 2009.

УДК 624.014

АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Е.Р. БОРОДИН, А.С. НЕФЁДОВА

(Представлено: канд. техн. наук, доц. Е.Г. КРЕМНЕВА)

Рассматриваются рамные конструкции различных форм. Приводится обобщенная классификация рам. Анализируются имеющиеся их виды, преимущества и недостатки. Показывается сравнение рам из различных материалов.

Рамные конструкции для покрытий зданий применяют при пролёте $L = 12 \dots 150$ м, при пролёте $L > 150$ м они становятся неэкономичными. Рамные конструкции бывают разного очертания и выполняются из разных материалов. Преимущества рамных конструкций по сравнению с балочными – это меньший вес, большая жёсткость и меньшая высота ригелей. Рамные конструкции эффективны при погонных жесткостях колонн, близких к погонным жесткостям ригелей, что позволяет перераспределить усилия от вертикальных нагрузок и значительно облегчить ригели. Недостатки – большая ширина колонн, чувствительность к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры.

По статической работе различают рамы трёхшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. Трёхшарнирная рама имеет наибольшее распространение в строительстве, так как в статически определимых системах не происходит перераспределения усилий при деформировании под длительно действующей нагрузкой, что обеспечивает соответствие их расчетным усилиям, однако в силу неравномерного распределения изгибающих моментов по своей длине наиболее материалоемка. Двухшарнирная рама имеет меньший распор, чем трёхшарнирная. Отличается более благоприятным распределением изгибающих моментов по своей длине, в силу чего часто используется в зданиях и сооружениях.

Бесшарнирная рама имеет более равномерное распределение моментов по длине, благодаря чему отличается своей лёгкостью, но она чувствительна к осадкам опор и температурным воздействиям.

При перекрытии больших пролётов применяют, как правило, двухшарнирные и бесшарнирные рамы самых разнообразных очертаний (рис. 1).

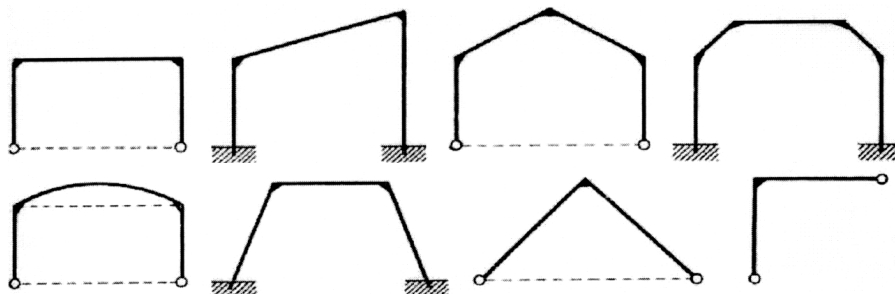


Рис. 1. Виды очертания рамных конструкций

Основными материалами для изготовления рам являются дерево и металл, возможен железобетон.

Достоинствами металлических конструкций по сравнению с конструкциями из других материалов являются: надежность, легкость, непроницаемость, индустриальность, а также простота технического перевооружения, ремонта и реконструкции зданий и сооружений с рамными конструкциями. К основным достоинствам древесины относятся: малый вес, прочность, деформативность, малая теплопроводность, химическая стойкость древесины, простота обработки.

Целью исследования рам является определение наиболее рациональной формы поверхности и материала конструкции. По форме поверхности принимались двухскатная форма верхнего пояса, односкатная и приблизительно арочной формы – полигональная. Исследования проводились на трёх видах рам пролётом 24 метра: трёхшарнирной, двухшарнирной, бесшарнирной, (рис. 2).

После выбора очертания рам, к ним прикладывалась единичная нагрузка, расчеты производились с помощью программы Raduga, далее выбирался вариант с наименьшими пиковыми усилиями в стержнях рам. Максимальные внутренние усилия, возникающие в таких системах, подсчитанные по программе Raduga, приведены в таблице 1.

По результатам исследования видно, что в плане очертания самым выгодным вариантом является третий (арочного очертания), так как там возникают меньшие усилия в узлах, чем в первом, а отсутствие моментов в опорах позволяет установить менее мощный фундамент, нежели во втором варианте.

По полученной оптимальной форме решается задача выбора материала рам: 1) дерево (клефанерная ферма, колонны из брусьев на болтах), 2) металл (стальные трубы). В качестве примера рассматриваются по конструкции рамы из колонн из брусьев на болтах и клефанерных ферм пролётом 24 м и рама из бесшовных горячекатаных труб пролётом также 24 м. Результаты проведения вариантного сравнения в ценах на 2006 г. представлены в таблице 2.

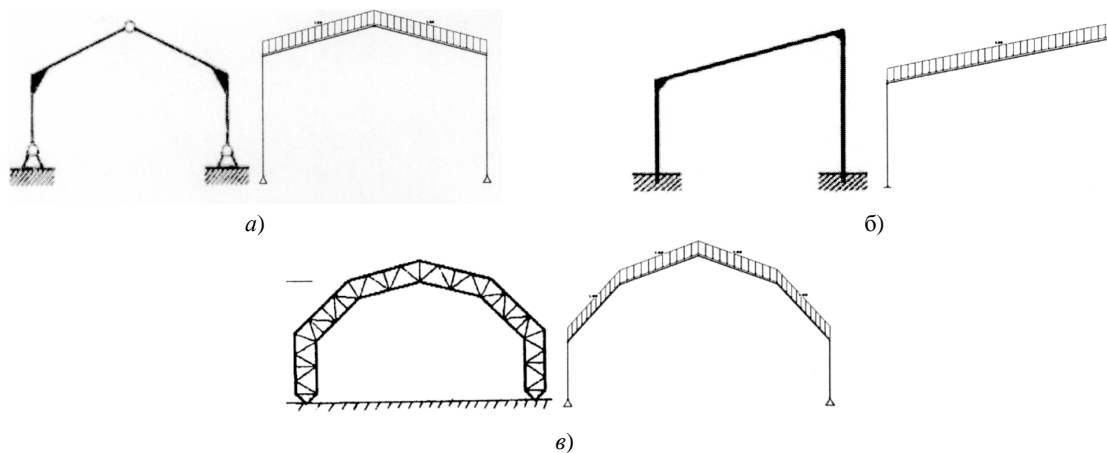


Рис. 2. Очертания рам, принятые для исследования с приложенными единичными нагрузками: а – трехшарнирная рама; б – бесшарнирная рама, в) – двухшарнирная рама

Максимальные усилия в стержнях

Таблица 1

Варианты рам	M_{\max} (кН·м)	Q_{\max} (кН)	N_{\max} (кН)
1 вариант	23,29	6,75	7,76
2 вариант	15,64	7,62	8,03
3 вариант	11,38	3,67	9,92

Сравнение вариантов по материалу

Таблица 2

Затраты	Материал	
	дерево	металл
Себестоимость СМР	17388188 руб.	6456156 руб.
Стоимость строительной техники	386776 руб.	1904731 руб.
Цены на материальные ресурсы	20933093 руб.	40357774 руб.
Итого прямых затрат	38708057 руб.	48718661 руб.

Из таблицы 2 видно, что по прямым затратам металлическая конструкция полигонального типа обходится дороже деревянной, но из-за того, что нормативный срок службы такой конструкций составляет 30 лет – для деревянных и 75 лет – для металлических рам (согласно прил. Л ТКП 45-1.04-78-2007), экономия в сфере эксплуатации металлических рам за срок их службы становится равной 19904803 руб. (2006 г.).

Таким образом, в данном исследовании по форме и материалу выгоднее оказалась рама арочного очертания (полигональная) из стальных труб, с учётом большого срока эксплуатации металлических конструкций по сравнению с деревянными. Хотя на сегодняшний день при современной обработке древесины соответствующими веществами, в том числе и антипиренами, а также при постоянном уходе за древесиной такие конструкции могут прослужить не меньше металлических. Поэтому можно сказать, что деревянные рамы рациональней использовать при пролёте до 24...30 м, при больших пролётах эффективнее становятся рамы из металла.

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е. И. Беленя [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд.; перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
2. Шмидт, А.Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры / А.Б. Шмидт, П.А. Дмитриев. – М.: Изд-во лит. по стр-ву, 2002. – 292 с.

УДК

**ПРИМЕНЕНИЕ КОНЕЧНЫХ РАЗНОСТЕЙ К РАСЧЕТУ БАЛОК,
ЛЕЖАЩИХ НА НЕСВЯЗНОМ ОСНОВАНИИ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ
ПРИ ОДНОСТОРОННЕЙ СВЯЗИ**

Я.П. ПАЧКОВСКАЯ

(Представлено: канд. техн. наук, доц. В.Н. КИСЕЛЕВ)

Приведен расчет железобетонной фундаментной балки переменной жесткости на Винклеровском грунтовом основании при односторонней связи балки с основанием. Для решения задачи используется численный метод конечных разностей.

Дифференциальное уравнение изгиба балки имеет вид [2]:

$$EI[x] \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -M(x); \frac{d^2 M}{dx^2} = q(x) - p(y, x), \quad (1)$$

или преобразуя:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \right] = q(x) - p(y, x), \quad (2)$$

где $p(y, x)$ – интенсивность реактивного давления основания на балку.

Дифференцируя, получим уравнение изогнутой оси балки переменной жесткости, лежащей на несвязном основании.

$$EI(x) \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + 2 \frac{dEI(x)}{dx} \cdot \frac{d^3 y(x)}{dx^3} + \frac{d^2 EI(x)}{dx^2} \cdot \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + p(y, x) = q(x). \quad (3)$$

В частном случае для балки, жесткость которой меняется по линейному закону

$$EI(x) = A + Bx; \quad \frac{dEI(x)}{dx} = B; \quad \frac{d^2 EI(x)}{dx^2} = 0.$$

Уравнение (3) будет представлять собой дифференциальное уравнение второго порядка с переменными коэффициентами

$$(A + Bx) \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + 2B \frac{d^3 y(x)}{dx^3} + P(x, y) = q(x). \quad (4)$$

При постоянной жесткости балки дифференциальное уравнение четвертого порядка с постоянными коэффициентами имеет вид:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P(x, y) = q(x). \quad (5)$$

Условие односторонней связи балки с основанием реактивного давления $p(y, x)$ представляет собой кусочно-линейную функцию, ограниченную пределами:

$$\begin{aligned} y(x) > 0 &\rightarrow P(x, y) = ky(x) = k_0 by(x), \\ y(x) \leq 0 &\rightarrow P(x, y) = 0, \end{aligned} \quad (6)$$

или

$$P(x, y) = \frac{k}{2} [y(x) + by(x)],$$

где k – коэффициент постели основания; b – ширина балки.

После подстановки $P(x,y)$ в (3) дифференциальное уравнение четвертого порядка с переменными коэффициентами

$$EI(x) \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + 2 \frac{dEI(x)}{dx} \cdot \frac{d^3 y(x)}{dx^3} + \frac{d^2 EI(x)}{dx^2} + \frac{k}{2} [y(x) + by(x)] = q(x)$$

Ищем приближенное решение в центральных разностях методом итерации, разделив балку узловыми точками $0,1,2,\dots,n$ на n частей одинаковой длины $\Delta x = l/n$. Производные некоторой функции $\phi(x)$ можно выразить через разностные отношения узловых ординат этой функции.

$$\begin{aligned} \phi'(x) \Big|_{x=i\Delta x} &= \frac{\phi_{i+1} - \phi_{i-1}}{2(\Delta x)}, \\ \phi''(x) \Big|_{x=i\Delta x} &= \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2}, \\ \phi'''(x) \Big|_{x=i\Delta x} &= \frac{\phi_{i+2} - 2(\phi_{i+1} + \phi_{i-1}) - \phi_{i-2}}{2(\Delta x)^3}, \\ \phi^{iv}(x) \Big|_{x=i\Delta x} &= \frac{\phi_{i+2} - 4\phi_{i+1} + 6\phi_i - 4\phi_{i-1} + \phi_{i-2}}{(\Delta x)^4}. \end{aligned}$$

Поэтому уравнение (6) для произвольного узла i балки будет:

$$\begin{aligned} y_i > 0 \rightarrow EI_i \frac{\phi_{i+2} - 4\phi_{i+1} + 6\phi_i - 4\phi_{i-1} + \phi_{i-2}}{(\Delta x)^4} + \frac{1}{2} \frac{EI_{i+1} - EI_{i-1}}{\Delta x} \times \\ \times \frac{\phi_{i+2} - 2(\phi_{i+1} + \phi_{i-1}) - \phi_{i-2}}{2(\Delta x)^3} + \frac{EI_{i+1} - 2EI_i + EI_{i-1}}{(\Delta x)^2} \times \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} + ky_i = q_i. \\ y_i \leq 0 \rightarrow EI_i \frac{\phi_{i+2} - 4\phi_{i+1} + 6\phi_i - 4\phi_{i-1} + \phi_{i-2}}{(\Delta x)^4} + \frac{1}{2} \frac{EI_{i+1} - EI_{i-1}}{\Delta x} \times \\ \times \frac{\phi_{i+2} - 2(\phi_{i+1} + \phi_{i-1}) - \phi_{i-2}}{2(\Delta x)^3} + \frac{EI_{i+1} - 2EI_i + EI_{i-1}}{(\Delta x)^2} \cdot \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} = q_i. \end{aligned}$$

Принимая жесткость EI_r узла r за исходную и разделив последнее соотношение на $EI_r/(\Delta x)^4$ получим дифференциальное уравнение в центральных разностях.

$$\begin{aligned} y_i > 0 \rightarrow [\chi_i + \frac{1}{2}(\chi_{i+1} - \chi_{i-1})]y_{i+2} - (6\chi_i - 2\chi_{i-1})y_{i+1} + [t - 2(\chi_{i-1} - 5\chi_i + \chi_{i+1})]y_i - \\ - [6\chi_i - 2\chi_{i-1}]y_{i-1} + [\chi_i - \frac{1}{2}(\chi_{i+1} - \chi_{i-1})]y_{i-2} = \frac{P_i \Delta x^3}{EI_r}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_i \leq 0 \rightarrow [\chi_i + \frac{1}{2}(\chi_{i+1} - \chi_{i-1})]y_{i+2} - (6\chi_i - 2\chi_{i-1})y_{i+1} - 2(\chi_{i-1} - 5\chi_i + \chi_{i+1})y_i - \\ - [6\chi_i - 2\chi_{i-1}]y_{i-1} + [\chi_i - \frac{1}{2}(\chi_{i+1} - \chi_{i-1})]y_{i-2} = \frac{P_i \Delta x^3}{EI_r} \end{aligned}$$

$$\phi_i = \phi(x) \Big|_{x=i\Delta x} = \frac{dy(x)}{dx} \Big|_{x=i\Delta x} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2(\Delta x)} \quad \chi_i = \frac{EI_i}{EI_r}; t = \frac{k(\Delta x)^4}{EI_r}; P_i = q_i \Delta x$$

$$M_i = M(x) \Big|_{x=i\Delta x} = EI(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \Big|_{x=i\Delta x} = EI_i \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2} = EI_r \chi_i \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$Q_i = Q(x)|_{x=i\Delta x} = \frac{dM(x)}{dx} \Big|_{x=i\Delta x} = \frac{d}{dx} \left[-EI(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \right] = - \left[\frac{dEI(x)}{dx} \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + EI(x) \frac{d^3 y(x)}{dx^3} \right] \Big|_{x=i\Delta x} =$$

$$= - \frac{EI_r}{2(\Delta x)^3} [\chi_i y_{i+2} + (\chi_{i+1} - 2\chi_i + \chi_{i-1}) y_{i+1} - 2(\chi_{i+1} - \chi_{i-1}) y_i + (\chi_{i+1} + 2\chi_i - \chi_{i-1}) y_{i-1} - \chi_i y_{i-2}]$$

Дифференциальное уравнение представлено в виде системы n+4 линейных уравнений с n+4 неизвестными прогибами узловых точек y_i , совместным решением которых определим искомые ординаты прогибов.

В качестве иллюстрации рассмотрим расчет симметричной фундаментной балки длиной $2l$, лежащей на несвязном основании $kl^4/EI_r = 800$, загруженной посередине сосредоточенной силой $2P$ (рис. 1).

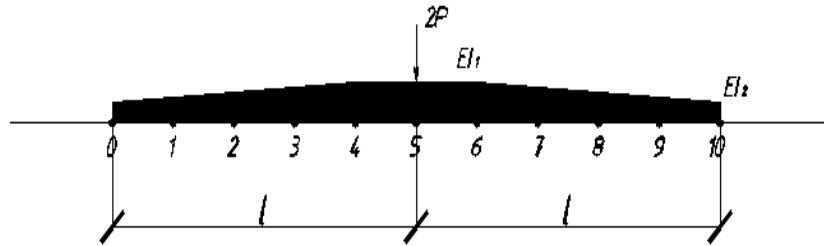


Рис. 1

Ввиду симметрии задачи расчет будем вести левой половины балки, разделив ее на пять частей одинаковой длины с соответствующими условиями закрепления ее концов.

Тогда уравнение прогибов рассматриваемой половины и изгибающих моментов можно представить в следующем виде:

$$y_i = \alpha_i \frac{Pl^3}{EI_r} 10^{-3}; M_i = \beta_i Pl.$$

Характер изменения коэффициентов α_i и β_i по длине балки представлен на эпюрах (рис. 2), где сплошными линиями показаны эпюры для рассматриваемой балки с учетом односторонней связи с основанием, а пунктирными – для балки с двухсторонней связью.

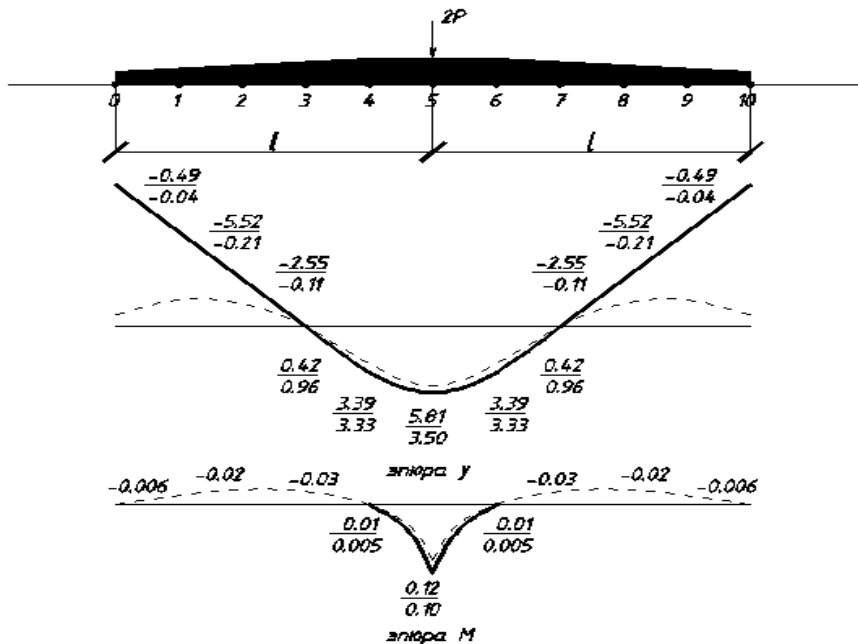


Рис. 2

С помощью полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. Односторонние связи конструкции с основанием показывают, что изгибающие моменты в опасном сечении в реальных конструкциях на 20% выше, чем в конструкциях, рассчитанных по формулам существующих СНиП. Следовательно, арматура в таких балках перегружена.

2. Прогибы под грузом в реальных конструкциях выше на 40%, чем полученные решением дифференциального уравнения (3).

До сих пор остаются актуальными проблемы анализа напряжённо-деформированного состояния в названных типах конструкций даже без учёта односторонних связей в многочисленных вариантах моделей грунтовых и других типов оснований, не говоря уже о расчётах таких конструкций с учётом односторонних связей. Это говорит о важности и необходимости детального изучения конструкций лежащих на Винклеровском основании. Данное исследование может найти применение как в научно-исследовательской и учебной деятельности, так и при проектировании реального объекта.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-05.01-254-2012 «Основания и фундаменты сооружений».
2. Александров А.В. Сопротивление материалов. Учеб. Для вузов/А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин; Под ред. А.В. Александрова.- 3-е изд. Испр.- М: Высш. Шк., 2003.-560 с.
3. И.С. Березин, Н.П. Жидков. Методы вычислений. – Изд.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1962.-620с.