

СТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 624.07

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-2-9

**ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ПОДХОД К ВЫЧИСЛЕНИЮ РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ
СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
В РАМКАХ ПРОВЕРОК ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ**

канд. техн. наук А.М. ХАТКЕВИЧ¹⁾, д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ²⁾,
канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ³⁾, канд. техн. наук Э. ЧАПАРАНГАНДА⁴⁾
(¹⁾, ²⁾Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой,
³⁾ООО «СофтКлуб», Минск, ⁴⁾Ботсванский международный университет науки и технологий)
¹⁾a.khatkevich@psu.by, ²⁾d.lazovski@psu.by, ³⁾d.gluhov@psu.by, ⁴⁾katsvikisire@gmail.com

Статья посвящена методу вычисления расчетных значений сопротивления сжатию в рамках проверок предельного состояния несущей способности коротких каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности их материалов. Приведены предложения по графическому изображению и аналитическому описанию расчетных диаграмм деформирования неармированной кладки и кладки с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах.

На примере коротких неармированного, армокаменных с поперечным и с продольным армированием элементов с учетом предложений по диаграммам деформирования проведены вычисления расчетных значений сопротивления сжатию. Вычисленные значения сопоставлены с аналогичными значениями, определенными по действующим нормам проектирования. Результаты проведенных расчетов и сравнения подтвердили возможность применения предложенных аппроксимаций диаграмм и методики расчета, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов, для вычисления расчетных значений сопротивления сжатию коротких каменных и армокаменных элементов.

Ключевые слова: физическая нелинейность, диаграмма деформирования, методика расчета, предельное состояние, расчетное значение сопротивления сжатию, деформационный подход.

Введение. Учет нелинейности при проектировании зданий и сооружений является важным направлением, служащим приближению расчетных моделей к действительной работе конструкций и, соответственно, повышению точности проводимых расчетов, что напрямую влияет на безопасность и экономичность проектных решений. В области учета нелинейности конструкций из каменных кладок известны работы [1–6], авторами которых изложена проблематика данного вопроса и рассматривались пути решения с позиций теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию, с нахождением критериев прочности в технической деформационной теории пластичности и других подходов.

Нами [7] также рассматривалась необходимость и возможность применения *деформационного подхода* для расчета сопротивления сжатию армокаменных элементов, учитывающего физическую нелинейность деформирования материалов в виде неармированной каменной кладки, кладки с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах и продольной стальной арматуры за счет использования «фактических» диаграмм деформирования и уравнений равновесия внутренних и внешних усилий. Такой подход позволяет получать параметры напряженно-деформированного состояния сжатых элементов на любой стадии работы под нагрузкой, а сравнение результатов расчетов с экспериментальными данными показало хорошую сходимость.

Разработка проектной документации на возведение, ремонт, реконструкцию, модернизацию и реставрацию зданий и сооружений должна сопровождаться проверками предельного состояния несущей способности и выполняться в соответствии с СН 2.01.01-2022¹, который допускает три метода: полностью вероятностный; метод, основанный на результатах испытаний; метод частных коэффициентов. Первые два являются достаточно трудоемкими в использовании и наибольшее применение традиционно находит метод частных коэффициентов.

¹ СН 2.01.01-2022. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2022. – 60 с.

Так, в соответствии с СП 5.02.01-2021² проверку предельного состояния несущей способности каменных и армокаменных элементов выполняют сравнением расчетного значения продольного сжимающего усилия N_{Ed} с расчетным значением сопротивления сжатию N_{Rd} , которое вычисляется с учетом следующих условий:

- поперечные сечения конструкций после приложения нагрузки остаются плоскими (гипотеза плоских сечений);
- значения относительных деформаций арматуры равны значениям относительных деформаций прилегающей каменной кладки или материалов заполнения (кладочного раствора или бетона), то есть соблюдается совместная работа продольной стальной арматуры с кладкой и материалами заполнения;
- прочность на растяжение каменной кладки перпендикулярно горизонтальным растворным швам не учитывается;
- диаграмму деформирования каменной кладки принимают параболической или параболически-линейной;
- предельное значение относительных деформаций укорочения ε_{mu} наиболее сжатой грани сечения каменной кладки не должно превышать 3,5‰ для кладочных изделий группы 1 и 2,0‰ для группы 2;
- диаграмма деформирования продольной стальной арматуры назначается по СП 5.03.01-2020³, значение предельных деформаций ε_{sy} принимают по виду арматуры, как правило, оно не должно превышать 10‰;
- форма эпюры распределения расчетных сжимающих напряжений для каменной кладки или материалов заполнения – прямоугольная.

Указанные положения позволяют применить общий метод [7] к вычислению расчетных значений сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов N_{Rd} для проверок предельного состояния несущей способности, что и является целью данного исследования.

Диаграммы деформирования (состояния) кладки. Для неармированной каменной кладки расчетная параболически-линейная диаграмма принимается в соответствии с СП 5.02.01-2021, предельные значения деформаций укорочения в вершине параболического участка диаграммы ε_{m1} для каменной кладки из кладочных изделий 1-й группы – 2,0‰, для каменной кладки из кладочных изделий 2-й группы – ε_{mu} .

Аппроксимацию расчетной диаграммы деформирования « σ – ε » неармированной каменной кладки, отсутствующую в СП 5.02.01-2021, предлагается принимать в виде:

$$\begin{cases} \sigma = \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{m1}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{m1}} \right)^2 \right) \cdot f_d & \text{при } |\varepsilon| < |\varepsilon_{m1}|; \\ \sigma = f_d & \text{при } |\varepsilon_{m1}| \leq |\varepsilon| \leq |\varepsilon_{mu}|, \end{cases} \quad (1)$$

где f_d – расчетное значение прочности неармированной каменной кладки при сжатии. Значение f_d вычисляется делением характеристической прочности f_k на частный коэффициент для кладки γ_m .

Возможность учета физической нелинейности кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах в СП 5.02.01-2021 не рассматривается. В связи с этим предлагается диаграмму деформирования такой кладки принимать аналогичной формы с диаграммой неармированной кладки в виде параболически-линейного графика с ее аппроксимацией в виде:

$$\begin{cases} \sigma = \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mr1}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mr1}} \right)^2 \right) \cdot f_{dr} & \text{при } |\varepsilon| < |\varepsilon_{mr1}|; \\ \sigma = f_{dr} & \text{при } |\varepsilon_{mr1}| \leq |\varepsilon| \leq |\varepsilon_{mur}|, \end{cases} \quad (2)$$

где ε_{mr1} – относительные деформации сжатия в вершине параболического участка диаграммы деформирования; f_{dr} – расчетное значение прочности кладки с поперечным армированием сетками в горизонтальных швах при сжатии, определяемое по СП 5.02.01-2021;

ε_{mur} – предельные относительные деформации сжатия кладки с поперечным армированием.

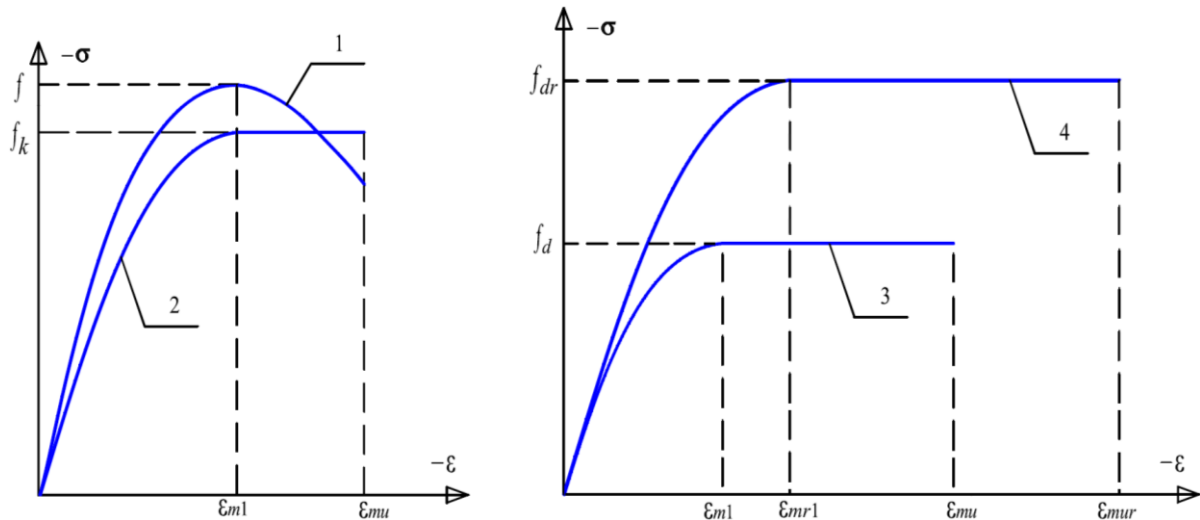
В (2) значения относительных деформаций предлагается определять:

$$\begin{cases} \varepsilon_{mur} = \varepsilon_{mu} \frac{f_{dr}}{f_d}; \\ \varepsilon_{mr1} = 0,6 \cdot \varepsilon_{mur}. \end{cases} \quad (3)$$

² СП 5.02.01-2021. Каменные и армокаменные конструкции. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2021. – 116 с.

³ СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2022. – 236 с.

Графическое изображение диаграмм деформирования (состояния) кладки приведено на рисунке 1.



1 – фактическая (параболическая) диаграмма; 2 – характеристическая (параболически-линейная) диаграмма; 3 – расчетная (параболически-линейная) диаграмма неармированной кладки; 4 – расчетная (параболически-линейная) диаграмма кладки с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах

Рисунок 1. – Диаграммы деформирования кладки

Методика расчета [7] заключается в совместном использовании уравнений равновесия, условий распределения относительных деформаций в соответствии с гипотезой плоских сечений и рассмотрении поперечного сечения каменного (армокаменного) элемента в виде совокупности k элементарных площадок (слоев) с площадью i -й площадки (слоя) A_{mi} , в поперечном сечении может располагаться n стержней продольной стальной арматуры с площадью сечения A_{sj} . В пределах элементарных площадок (слоев) нормальные напряжения σ считаются равномерно распределенными, равными среднему значению напряжений на границах площадок (слоев). Продольное усилие N действует на расстоянии e_y и e_x от центра тяжести сечения. Распределение относительных деформаций ϵ_z по поперечному сечению принимается линейным, тогда разрешающие уравнения для общего случая внецентренного сжатия принимают вид:

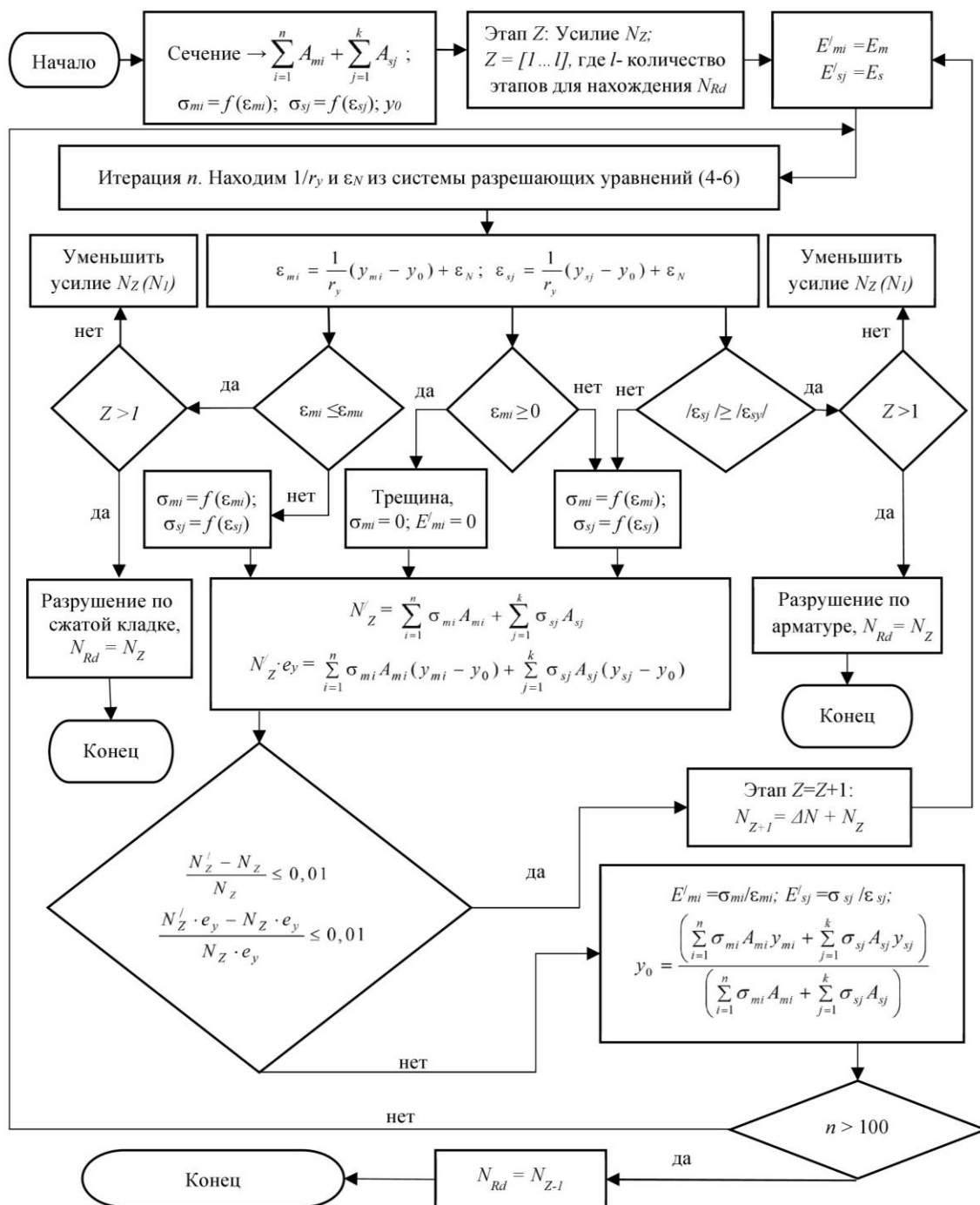
$$\epsilon_N \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} \right) + \frac{1}{r_x} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right) + \frac{1}{r_y} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right) - N = 0; \quad (4)$$

$$\epsilon_N \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right) + \frac{1}{r_x} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)^2 \right) + \frac{1}{r_y} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)(x_{sj} - x_0) \right) - N e_x = 0; \quad (5)$$

$$\epsilon_N \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right) + \frac{1}{r_x} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)(x_{sj} - x_0) \right) + \frac{1}{r_y} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)^2 \right) - N e_y = 0. \quad (6)$$

где ϵ_N – продольные относительные деформации на уровне центра тяжести сечения элемента;
 ϵ_{mi} , ϵ_{sj} – относительные деформации в i -й элементарной площадке и j -м стержне продольной стальной арматуры соответственно;
 $1/r_y$, $1/r_x$ – кривизна в плоскости оси y и x соответственно;
 y_{mi} , x_{mi} , y_{sj} , x_{sj} – координаты центра тяжести i -й элементарной площадки (слоя) и j -го стержня продольной стальной арматуры;
 y_0 , x_0 – координаты центра тяжести расчетного поперечного сечения.

В отличие от общей методики [7] при вычислении расчетного значения сопротивления сжатию N_{Rd} принимается другой критерий расчета – достижение предельных значений относительных деформаций кладки ε_{mi} (ε_{mur}) и/или продольной арматуры ε_{sj} , что отражается в алгоритмах расчета, реализованных в программе «Beta_K». Алгоритм вычисления расчетного значения сопротивления сжатию N_{Rd} каменного (армокаменного) элемента на примере простого внецентренного сжатия показан на рисунке 2.



E_m, E_s – модуль упругости кладки и арматуры соответственно

Рисунок 2. – Алгоритм методики вычисления расчетного значения N_{Rd} при простом внецентренном сжатии

Верификация методики выполнена сопоставлением вычисленных расчетных значений сопротивления сжатию $N_{Rd,1}$ по нормам СП 5.02.01-2021 и по описанной выше методике расчета с учетом применения предложенных аппроксимаций диаграмм $N_{Rd,2}$ на следующих характерных элементах:

– А1: неармированный элемент в виде простенка (участка стены), поперечное сечение $b \times t = 4 \times 2$ кирпича (1030×510 мм);

- А2: армокаменный элемент в виде столба (простенка) с армированием сетками в горизонтальных растворных швах, поперечное сечение $b \times t = 2 \times 2$ кирпича (510×510 мм);
- А3: армокаменный элемент в виде столба (простенка) с продольным армированием, поперечное сечение $b \times t = 1,5 \times 2,5$ кирпича (380×640 мм).

Материалы, используемые при верификации методики:

- каменная кладка всех элементов (А1-А3) выполнена из керамических изделий 1-й группы ($\varepsilon_{mu} = -3,5\text{‰}$; $\varepsilon_{m1} = -2,0\text{‰}$) с приведенной прочностью при сжатии $f_b = 30$ МПа на стандартном кладочном растворе заданного качества М10. Класс контроля выполнения работ – I, $\gamma_M = 1,7$. Характеристическая прочность кладки с учетом наличия продольного шва $f_k = 0,8 \times 8,6 = 6,88$ МПа. Расчетная прочность кладки $f_d = f_k / \gamma_M = 6,88 / 1,7 = 4,05$ МПа;
- армирование в горизонтальных растворных швах кладки элемента А2 выполнено сетками с шагом s по высоте через два ряда кладки ($2 \times (65 + 12) = 154$ мм). Сетки выполнены из арматурной стали $\varnothing 4$ мм ($A_{sa} = 12,6$ мм²) с расчетным значением прочности на растяжение $f_{yd} = 350$ МПа. Расстояние между стержнями арматурной сетки $a_1 = a_2 = 90$ мм. Коэффициент армирования кладки:

$$\frac{A_{sa} \cdot (a_1 + a_2)}{a_1 \cdot a_2 \cdot s} = \frac{12,6 \cdot (90 + 90)}{90 \cdot 90 \cdot 154} = 0,0018 \geq 0,001; \quad (7)$$

- продольное армирование элемента А3 размещается на расстоянии $c = 50$ мм от растянутой грани, рабочая высота сечения $d = t - c = 640 - 50 = 590$ мм. Минимальный процент армирования составляет 0,05% расчетной площади сечения (112,1 мм²). Продольное армирование рассматриваем в виде стержневой арматуры в количестве 2 шт. $\varnothing 10, 12, 14, 16, 18$ и 20 мм с расчетным значением прочности на растяжение $f_{yd} = 450$ МПа; эксцентриситет приложения продольного усилия $e_0 = 1,5$ м.

Верификация методики. Расчетное значение сопротивления сжатию сечения неармированного элемента А1 в соответствии с СП 5.02.01-2021 вычислялось:

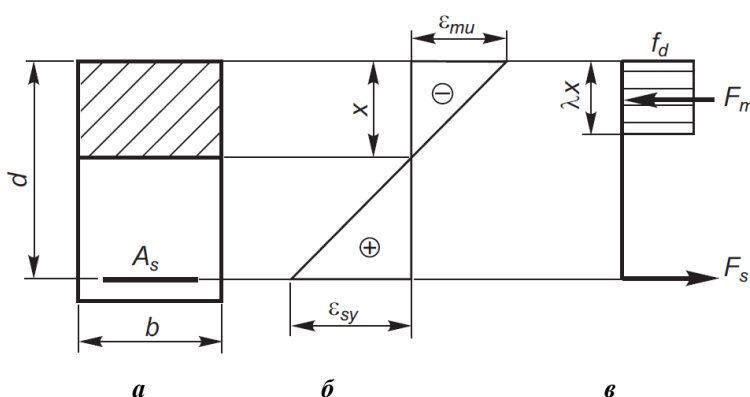
$$N_{rd,1} = \Phi \cdot b \cdot t \cdot f_d. \quad (8)$$

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения армокаменного элемента А2 с поперечным армированием в горизонтальных растворных швах в соответствии с СП 5.02.01-2021 вычислялось:

$$N_{rd,1} = \Phi \cdot b \cdot t \cdot f_{dr}. \quad (9)$$

В (8) и (9) коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения Φ , учитывающий эксцентриситет приложения нагрузки, определялся по (9.3)⁴.

Расчетная схема деформаций и усилий в сечении короткого армокаменного элемента при изгибе (внецентренном сжатии) по СП 5.02.01-2021 показана на рисунке 3.



a – поперечное сечение; b – эпюра деформаций; c – эпюра напряжений и схема расчетных усилий;
 F_s – растягивающее усилие в арматуре; F_m – равнодействующая сжимающего усилия
 в каменной кладке для прямоугольной эпюры напряжений

Рисунок 3. – Расчетная схема поперечного сечения изгибаемого (внецентренно сжатого) армированного элемента [СП 5.02.01-2021, с. 58]

⁴ См. сноску 2.

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения армокаменного элемента А3 с продольным армированием можно получить из уравнения равновесия внутренних и внешних усилий:

$$N_{Rd,1} = \frac{A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{e_0 + h/2 - c - z}, \quad (10)$$

где z – плечо внутренних усилий в растянутой арматуре и сжатой зоне сечения по расчетной схеме рисунка 3:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d. \quad (11)$$

Для армокаменного элемента А3 с продольным армированием целесообразно рассмотреть помимо сжатия также и изгиб. Расчетное значение сопротивления изгибу $M_{Rd,1}$ в соответствии с СП 5.02.01-2021:

$$M_{Rd,1} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z, \quad (12)$$

где f_{yd} – расчетное значение прочности при растяжении арматурной стали.

Расчетные значения сопротивления сжатию (изгибу) сечений элементов $N_{Rd,2}$ ($M_{Rd,2}$) по описанной методике расчета с учетом применения предложенных аппроксимаций диаграмм вычислены в программе «Beta_K». Результаты проведенных расчетов и сравнения показаны в таблицах 1–4.

Таблица 1. – Сравнение значений N_{Rd} неармированного элемента А1 по СП 5.02.01-2021 и по методике, учитывающей физическую нелинейность

e_0	Φ	$N_{Rd,1}$ (кН)	$N_{Rd,2}$ (кН)	$\left \frac{N_{Rd,1} - N_{Rd,2}}{N_{Rd,1}} \right \cdot 100\%$
0	1	2127,5	2110,3	0,81
$0,05 \cdot t$	0,9	1914,7	1862,8	2,71
$0,1 \cdot t$	0,8	1702,0	1639,7	3,66
$0,15 \cdot t$	0,7	1489,2	1438,4	3,41
$0,2 \cdot t$	0,6	1276,5	1232,6	3,44

Таблица 2. – Сравнение значений N_{Rd} армокаменного элемента А2 с поперечным армированием сетками в горизонтальных растворных швах по СП 5.02.01-2021 и по методике, учитывающей физическую нелинейность

e_0	Φ	f_{dr} (МПа)	$N_{Rd,1}$ (кН)	$N_{Rd,2}$ (кН)	$\left \frac{N_{Rd,1} - N_{Rd,2}}{N_{Rd,1}} \right \cdot 100\%$
0	1	5,32	1384,4	1395,1	0,8
$0,05 \cdot t$	0,9	5,07	1186,4	1153,4	2,8
$0,1 \cdot t$	0,8	4,81	1001,6	983	1,9
$0,15 \cdot t$	0,7	4,56	830,1	812,7	2,1
$0,2 \cdot t$	0,6	4,30	671,8	658,1	2,0

Таблица 3. – Сравнение значений N_{Rd} армокаменного элемента А3 с продольным армированием по СП 5.02.01-2021 и по методике, учитывающей физическую нелинейность

Продольное армирование	A_s (мм ²)	z (мм)	$N_{Rd,1}$ (кН)	$N_{Rd,2}$ (кН)	$\left \frac{N_{Rd,1} - N_{Rd,2}}{N_{Rd,1}} \right \cdot 100\%$
2Ø 10 мм	157	567,0	33,3	32,5	2,40
2Ø 12 мм	226	557,0	46,7	45,3	2,99
2Ø 14 мм	308	545,0	61,7	59,7	3,18
2Ø 16 мм	402	531,2	77,6	74,8	3,58
2Ø 18 мм	509	515,6	94,1	89,7	4,72

Таблица 4. – Сравнение значений M_{Rd} армокаменного элемента АЗ с продольным армированием по СП 5.02.01-2021 и по методике, учитывающей физическую нелинейность

Продольное армирование	A_s (мм ²)	z (мм)	$M_{Rd,1}$ (кНм)	$M_{Rd,2}$ (кНм)	$\left \frac{M_{Rd,1} - M_{Rd,2}}{M_{Rd,1}} \right \cdot 100\%$
2Ø 10 мм	157	567,0	40,1	39,7	0,90
2Ø 12 мм	226	557,0	56,6	56,6	0,08
2Ø 14 мм	308	545,0	75,5	74,5	1,37
2Ø 16 мм	402	531,2	96,1	96,0	0,10
2Ø 18 мм	509	515,6	118,1	117,8	0,25

Заключение. Разница между значениями сопротивлений, определенными по зависимостям норм проектирования СП 5.02.01-2021 и по разработанной методике не превышает 5%. Таким образом, результаты численного исследования подтверждают возможность применения предложенных аппроксимаций диаграмм и методики расчета, учитывающей физическую нелинейность деформирования материалов, для вычисления расчетных значений сопротивления сжатию коротких каменных и армокаменных элементов в рамках проверок предельного состояния несущей способности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Блохина Н.С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций // Вестн. МГСУ. – 2011. – № 6. – С. 384–387.
2. Блохина Н.С. Расчет конструкций из анизотропных материалов с учетом физической нелинейности // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 1 (240). – С. 3–5.
3. Грановский А.В. Каменная кладка: хрупкий или пластичный материал? // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 3. – С. 22–28. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.03.22-28.
4. Проектирование бетонных, железобетонных, каменных и армокаменных элементов и конструкций с применением диаграммных методов расчёта: моногр. / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радаикин. – М.: АСВ, 2019. – 194 с.
5. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Аналитическая оценка напряженно-деформированного состояния каменных кладок при сжатии на основе авторской теории // Строительные материалы. – 2019. – № 9. – С. 51–55. DOI: 10.31659/0585-430X-2019-774-9-51-55.
6. Кабанцев О.В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния // Вестн. Томского гос. архитектурно-строит. ун-та. – 2015. – № 4 (51). – С. 113–134.
7. Лазовский Д.Н., Хаткевич А.М. Деформационный подход к расчету сопротивления сжатию армокаменных элементов // Вестн. МГСУ. – 2022. – Т. 17, № 12. – С. 1638–1652. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.12.1638-1652.

REFERENCES

1. Blokhina, N.S. (2011). Problema ucheta fizicheskoi nelineinosti pri raschete stroitel'nykh konstrukttsii [The problem of physical nonlinearity accounting in the building structures calculation]. *Vestn. MGSU [Vestnik MGSU]*, (6), 384–387. (In Russ., abstr. in Engl.).
2. Blokhina, N.S. (2012). Raschet konstrukttsii iz anizotropnykh materialov s primeneniem fizicheskoi nelineinosti. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheni*, 1(240), 3–5. (In Russ.).
3. Granovskii, A.V. (2019). Kamennaya kladka: khrupkii ili plastichnyi material? *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, (3), 22–28. (In Russ.). DOI: 10.33622/0869-7019.2019.03.22-28.
4. Karpenko, N.I., Sokolov, B.S. & Radaikin, O.V. (2019). *Proektirovanie betonnykh, zhelezobetonnykh, kamennykh i armokamennykh elementov i konstrukttsii s primeneniem diagrammnykh metodov rascheta*. Moscow: ASV. (In Russ.).
5. Sokolov, B.S. & Antakov, A.B. (2019). Analiticheskaya otsenka napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kamennykh kladok pri szhatii na osnove avtorskoi teorii. *Stroitel'nye materialy*, (9), 51–55. (In Russ.). DOI: 10.31659/0585-430X-2019-774-9-51-55.
6. Kabantsev, O.V. (2015). Diskretnaya model' kamennoi kladki v usloviyakh dvukhosnogo napryazhennogo sostoyaniya [Discrete model of masonry under biaxial stresses]. *Vestn. Tomskogo gos. arkhitekturno-stroitel. un-ta [J. of Construction and Architecture]*, 4(51), 113–134. (In Russ., abstr. in Engl.).
7. Lazovskii, D.N. & Khatkevich, A.M. (2022). Deformatsionnyi podkhod k raschetu soprotivleniya szhatiyu armokamennykh elementov [Deformation approach to the calculation of compression resistance of reinforced stone elements]. *Vestn. MGSU [Vestnik MGSU]*, 17(12), 1638–1652. (In Russ., abstr. in Engl.). DOI: 10.22227/1997-0935.2022.12.1638-1652.

Поступила 14.09.2023

**A DEFORMATION APPROACH TO CALCULATING THE CALCULATED VALUES
OF THE COMPRESSION RESISTANCE OF STONE AND REINFORCED STONE ELEMENTS
IN THE FRAMEWORK OF CHECKS OF THE LIMITING STATE OF THE BEARING CAPACITY**

A. KHATKEVICH¹⁾, D. LAZOUSKI²⁾, D. GLUKHOV³⁾, E. CHAPARANGANDA⁴⁾
(^{1), 2)}Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk, ³⁾LLC «SoftClub», Minsk,
⁴⁾Botswana International University Of Science And Technology)

The article is devoted to the method of calculating the calculated values of compression resistance in the framework of checks of the limiting state of the bearing capacity of short stone and reinforced stone elements, taking into account the physical nonlinearity of their materials. The proposals for graphic representation and analytical description of the calculated deformation diagrams of non-reinforced masonry and masonry with transverse reinforcement in horizontal mortar joints are presented.

On the example of short non-reinforced, reinforced stone elements with transverse and longitudinal reinforcement, taking into account the proposals for deformation diagrams, calculations of the calculated values of compression resistance were carried out. The calculated values are compared with similar values determined according to the current design standards. The results of the calculations and comparison confirmed the possibility of using the proposed approximations of diagrams and calculation methods that take into account the physical nonlinearity of deformation of materials to calculate the calculated values of compression resistance of short stone and reinforced stone elements.

Keywords: physical nonlinearity, deformation diagram, calculation method, limit state, calculated value of compression resistance, deformation approach.

УДК 666.973.2

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-10-22

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ КОРЫ ЭВКАЛИПТА В КАЧЕСТВЕ СТРУКТУРООБРАЗУЮЩЕГО МАТЕРИАЛА ДЛЯ ТЕПЛОВОЙ ИЗОЛЯЦИИ

канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ,
канд. техн. наук, доц. Н.В. БАКАТОВИЧ, Р.Л. ОБРОМПАЛЬСКИЙ
(Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой)
PhD, проф. Ф. ГАСПАР
(Политехнический институт г. Лейрии, Португалия)

Результаты исследования волокон коры эвкалипта в качестве структурообразующего материала подтверждают возможность использования такого сырья для производства тепловой изоляции. С помощью электронного микроскопа изучена микроструктура коры и волокон коры, что позволяет объяснить механизмы, обеспечивающие теплоизоляционные свойства волокон. В зависимости от технологических операций на стадии подготовки волокон (механическое измельчение, варка в растворе золы, карбонизация) и использования вяжущего коэффициент теплопроводности тепловой изоляции изменяется в пределах 0,036–0,059 Вт/(м·°C) при плотности 80–220 кг/м³. Образцы на основе волокон коры эвкалипта демонстрируют достаточно низкую сорбционную влажность для материалов на растительном сырье. При относительной влажности воздуха 60% сорбция составляет 9,4–14,5%, а при относительной влажности воздуха 97% достигает 21,6–38,5%. Также образцы обеспечивают высокую стойкость к появлению грибка на волокнах коры эвкалипта во влажном состоянии, что свидетельствует о долговечности структурообразующего материала в процессе эксплуатации тепловой изоляции.

Ключевые слова: коэффициент теплопроводности, плотность, сорбционная влажность, волокно коры эвкалипта, жидкое стекло, карбонизация.

1. Введение. Тепловой изоляции зданий в настоящее время уделяется повышенное внимание, включая экологический аспект самих утеплителей. Широко применяемые материалы на основе полимеров и минеральной ваты не обеспечивают экологической безопасности для окружающей среды и человека. В этой связи значительный интерес вызывают разработки утеплителей на основе растительного сырья, в том числе использование коры различных пород древесины в качестве структурообразующего материала для производства тепловой изоляции. Ряд исследований посвящен получению тепловой изоляции на основе измельченной фракционированной сосновой коры. Разновидности сосны распространены по всему миру и таким образом сосновая кора является многотоннажным легкодоступным отходом лесопереработки.

Возможность получения изоляционных плит на основе коры сосны исследовалась в работе [1]. Для изготовления плит использовали фракции коры с размерами частиц 8–30 мм. В качестве вяжущего компонента применяли мочевиноформальдегидную смолу, вводимую в количестве 8–12%. Коэффициент теплопроводности плит варьировался в пределах 0,059–0,089 Вт/(м·°C) при плотности от 200 до 550 кг/м³.

В исследованиях [2] сосновую кору предварительно смешивали с тонкомолотыми частицами базальта и использовали в качестве засыпной теплоизоляции. Коэффициент теплопроводности для модифицированной коры различных фракций изменялся в диапазоне от 0,047 до 0,058 Вт/(м·°C). Присутствие частиц базальта улучшало акустические свойства и снижало горючесть коры.

Научная лаборатория «Greenconstruction» Полоцкого государственного университета имени Евфросинии Полоцкой проводила испытания плитного теплоизоляционного материала на основе измельченной коры сосны с использованием двух видов вяжущего: модифицированное натриевое жидкое стекло и канифоль из смолы сосны. При использовании жидкого стекла получали жесткие плиты с коэффициентом теплопроводности 0,057–0,068 Вт/(м·°C) при плотности 420–470 кг/м³. Применение порошка канифоли позволило формировать жесткие плиты со средней плотностью 277–330 кг/м³ при коэффициенте теплопроводности 0,051–0,059 Вт/(м·°C) [3].

Изучение влияния вида заполнителя на коэффициент теплопроводности спрессованных плит на основе коры хвойных и лиственных пород древесины рассматривалось в работе [4]. Результаты опытов показали, что кора, полученная из лиственных пород, обладала пониженными показателями теплопроводности в сравнении с хвойными. Самый низкий коэффициент теплопроводности, равный 0,061 Вт/(м·°C), зафиксирован на коре белой акации.

В лаборатории университета Уцуномия (Япония) исследовалась возможность получения теплоизоляционного материала из обработанной коры суги (криптомерии японской). Кора высушивалась, после чего механически измельчалась до волокнообразного состояния. Коэффициент теплопроводности экспериментальных плит составил 0,073–0,076 Вт/(м·°C) при плотности 163,2–193,5 кг/м³ [5].

На основе агломерата коры пробкового дуба выпускаются изоляционные панели и плиты. Изоляционные плиты из агломерата имеют следующие технологические характеристики: средняя плотность – 150 кг/м³, коэффициент теплопроводности равен 0,038 Вт/(м·°C). Основным недостатком данного материала является высокая рыночная стоимость¹.

¹ Барболина Н.Н., Кокшарова Е.А., Туева Т.В. Многофункциональная пробковая теплоизоляция // Череповецкие научные чтения – 2012: материалы Всероссийской науч.-практ. конф., Череповец, 01–02 нояб. 2012 г. / Череповецкий гос. ун-т; под ред. Н.П. Павлова. – Череповец, 2013. – С. 19–21.

У международной команды исследователей из научной лаборатории «Greenconstruction» значительный интерес вызвала кора эвкалипта как исходное сырье для получения структурообразующего материала тепловой изоляции. Посадки эвкалипта занимают около 20 миллионов гектаров в более чем 90 странах мира с основными центрами в Бразилии (5,7 млн га), Индии (3,9 млн га) и Китае (4,5 млн га). Высокое качество древесины и быстрота роста обуславливают выращивание эвкалиптовых плантаций в коммерческих целях для получения промышленной продукции (целлюлозно-бумажная промышленность, древесный уголь, пиломатериалы, ткани, сорбенты, противовоспалительные препараты), а также на небольших лесных участках для производства дров и древесного угля для бытовых нужд² [6].

Известен опыт учёных из университета Консепсьон в Чили, проводивших исследования по использованию коры эвкалипта в качестве наполнителя для изоляции. Исходным сырьем для изоляционных плит служили механически измельченные волокна коры эвкалипта длиной, не превышающей 20 мм. В качестве вяжущего вещества использовали фенолформальдегидную смолу. Теплопроводность изоляционного материала варьировалась в пределах 0,052–0,07 Вт/(м·°C) при плотности от 80 до 250 кг/м³, толщина плит составляла 50 мм³. В исследованиях отмечается, что полученные составы имеют низкую стойкость к появлению плесени и являются горючими. Кроме того, использование связующего на основе фенолформальдегида негативно сказывается на здоровье человека и окружающей среде. Полученные результаты по коэффициенту теплопроводности не в полной мере отражают потенциал коры эвкалипта как эффективной тепловой изоляции. В приведенных ниже исследованиях ставилась задача получения эффективной тепловой изоляции на основе волокон коры эвкалипта, обеспечивающей экологическую безопасность.

2. Материалы и методы испытаний. В качестве структурообразующего материала для тепловой изоляции использовали кору эвкалипта (лат. *Eucalyptus*), собранную в эвкалиптовых рощах, расположенных вблизи города Лейрия (Португалия).

При производстве целлюлозы из эвкалипта образуются большие объемы отходов в виде листьев, ветвей, корней, коры и древесной щепы. При этом на кору приходится 10–12% от общей массы отходов. Следовательно, на 100 тонн целлюлозы приходится 10–12 тонн коры [7–9]. Ежегодный естественный сброс коры эвкалипта дополняет объем материала, доступного для переработки и использования как структурообразующего сырья для производства тепловой изоляции [10]. Таким образом, кора эвкалипта представляет интерес в качестве доступного много-тоннажного сырья для производства теплоизоляционных материалов.

Для получения волокон кору механически перерабатывали с помощью измельчителя «Эликор 1». Размер частиц на выходе контролировали установленным в измельчителе ситом с диаметром ячеек 5 мм. После измельчения волокнистая масса подвергалась фракционированию через сита с ячейками диаметром 0,16–5 мм.

В отдельной серии образцов структурообразующий материал представлял собой смесь волокон коры и пшеничной соломы. Предварительно пшеничная солома перерабатывалась на измельчителе «Эликор 1». В исследованиях использовали фракцию частиц соломы в виде пластинок длиной 5–8 мм, шириной 1–1,5 мм и толщиной менее 1 мм.

В качестве связующего при формировании экспериментальных теплоизоляционных плит использовали натриевое жидкое стекло производства ОАО «Домановский промышленно-торговый комбинат». Натриевое жидкое стекло выпускается по требованиям ГОСТ 13078. Для обеспечения водостойкости жидкое стекло модифицировали известью и гипсом в количестве 5% от массы твердого вещества вяжущего.

Для определения основных параметров микроструктуры коры, оказывающих влияние на теплоизоляционные свойства материала, использовали метод электронной микроскопии. С этой целью образцы коры эвкалипта исследовали на электронном микроскопе JSM-5610 LV.

Основные физические показатели теплоизоляционных плит – плотность и влажность – измеряли в соответствии с ГОСТ 17177. Коэффициент теплопроводности экспериментальных составов определяли по стандарту EN 12667 на образцах размером 250×250×30 мм. В каждой серии испытывали 5 образцов.

² Adams M., Rennenberg H., Kruse J. Resilience of primary metabolism of eucalypts to variable water and nutrients // *Eucalyptus* 2018: Managing Eucalyptus Plantations under Global Changes, 17–21 September 2018. – France, 2018. – P. 100–104.

Исследование устойчивости к старению целлюлозы из древесины эвкалипта / О.Т. Чебанова, Е.С. Быстрова, Е.М. Лоцманова и др. // Современная целлюлозно-бумажная промышленность. Актуальные задачи и перспективные решения: материалы II Междунар. науч.-техн. конф. молодых учёных и специалистов ЦБП, Санкт-Петербург, 23 нояб. 2020 г. / ВШТЭ СПбГУПТД; редкол.: О.В. Фёдорова, А.Г. Кузнецов. – СПб., 2020. – Т. 1. – С. 114–117.

Арсеньева Е.П., Гусева М.А., Андреева Е.Г. Нанотехнологии в легкой промышленности // Дизайн, технологии и инновации в текстильной и легкой промышленности (ИННОВАЦИИ-2020): сб. материалов Междунар. науч.-техн. конф., Москва, 12 нояб. 2020 г. / Российский гос. ун-т им. А.Н. Косыгина (Технологии. Дизайн. Искусство); редкол.: В.С. Белгородский и др. – М., 2020. – Ч. 1. – С. 211–215.

Противовоспалительная композиция пролонгированного действия для лечения дыхательных путей: пат. RU 2608126 С / П.Г. Мизина, Н.И. Сидельников, И.Н. Зилфикаров, А.В. Леонтьев, С.Н. Суслина, П.М. Мачеце. – Оpubл. 13.01.2017.

³ A new biobased composite material using bark fibres eucalyptus / C. Fuentealba, J. Salazar, J. Vega-Lara et al. // The 13th Pacific Rim Bio-Based Composites Symposium "Bio-based composites for a sustainable future", Concepcion, 13–15 November 2016 / University of Concepcion. – Chile, 2016. – P. 46–50.

На первом этапе исследований коэффициент теплопроводности измеряли для волокон коры различных фракций в сыпном состоянии без вяжущего компонента. Необходимый объем волокон коры засыпали и равномерно распределяли в измерительной камере прибора «ИТП–МГ4» между теплой плитой (40 °С) и холодной плитой (10 °С) для определения коэффициента теплопроводности (λ_{25}).

Во второй серии образцов использовали двухкомпонентный структурообразующий материал в качестве тепловой изоляции на основе фракционированных волокон коры эвкалипта и измельченной соломы. Определение плотности и коэффициента теплопроводности проводили аналогично первому этапу.

На третьей серии образцов изучали возможность получения теплоизоляционных плит без вяжущего компонента, используя метод варки коры в щелоке. Вначале производилась подготовка и дозировка компонентов. Древесная зола просеивалась через сито с диаметром ячеек 0,16 мм, после чего готовился водный раствор щелока. Для этого в металлический цилиндр объемом 6 литров заливали 5 литров воды и 0,5–0,6 литров фракционированной древесной золы и устанавливали цилиндр на песчаную баню. Полученную смесь нагревали до 100 °С и кипятили до получения однородной смеси, мыльной на ощупь. В полученный раствор погружали необходимое количество коры и продолжали варить в течение 4–6 часов до размягчения, затем жидкий раствор сливали, а кору промывали от остатков золы.

Для формовки сырьевой смеси использовали следующие технологические решения.

1. Полученные пластинки коры послойно укладывали в форму в горизонтальной плоскости, формируя слои с минимальными зазорами между пластинками. При этом каждый последующий слой укладывали перпендикулярно предыдущему слою.

2. Пластинки коры разделяли на узкие полосы шириной 3–4 мм, после чего смесь из полос укладывали в форму и равномерно распределяли.

3. Кору разбивали на отдельные волокна при помощи строительного миксера для получения однородной массы. Полученную смесь равномерно укладывали в форму.

Уложенную в форму смесь закрывали крышкой и прессовали. Образцы-плиты выдерживали в форме 24 часа при температуре 20 ± 2 °С и высушивали до постоянной массы в течение 48 часов в сушильном шкафу при температуре 45–50 °С. Затем определяли среднюю плотность и коэффициент теплопроводности плит.

На четвертом этапе исследований определяли коэффициент теплопроводности для карбонизированных волокон коры эвкалипта без вяжущего компонента. Процесс карбонизации проходил в сушильном шкафу SNOL 60/300 LFN при температуре 300 °С. Волокна коры эвкалипта ультрамелкой фракции засыпали в металлический цилиндр (объем 3 л) без уплотнения и закрывали металлической крышкой для предотвращения проникновения воздуха в емкость. Закрытый цилиндр помещали в сушильный шкаф. Дверь шкафа плотно закрывали и включали нагрев. За 30 минут температура достигала 300 °С, после чего начиналось постепенное дымовыделение из вентиляционного отверстия камеры. Далее с интервалом в 30 минут фиксировали выделение или отсутствие дыма. После прекращения выделения дыма выжидали контрольный интервал в 30 минут, если дым отсутствовал, то процесс карбонизации считали законченным. Время карбонизации составляло 3 часа.

Для получения образцов-плит пятой серии волокна коры перемешивали с жидким стеклом. Предварительно все компоненты взвешивали. Сначала производили увлажнение волокон при помощи пульверизатора и перемешивали. В увлажненную смесь с помощью пульверизатора вводили жидкое стекло, предварительно разведенное водой до концентрации 25% раствора. После равномерного распределения жидкого стекла и перемешивания до однородной массы производили формовку плиты. Далее форму накрывали крышкой и устанавливали под пресс. Крышку опускали до требуемой высоты плиты и фиксировали в нагруженном состоянии при давлении 0,01 МПа на 6 часов. Затем высушивали в течение 10 часов в сушильном шкафу при температуре 45–50 °С до постоянной массы. Плотность и коэффициент теплопроводности плит определяли после остывания до температуры 20 ± 2 °С.

Сорбционную влажность образцов стенового материала определяли по стандарту STBEN 12088 с использованием эксикаторов.

3. Результаты лабораторных исследований.

3.1. Электронная микроскопия. Микроструктуру коры и волокон коры эвкалипта изучали по полученным изображениям с помощью электронного микроскопа (рисунки 1–4). В поперечном сечении кора эвкалипта представляет собой пористую структуру, сформированную из полых трубок, – сосудов размером 15–50 мкм (см. рисунки 1, 2). В торцевом сечении трубки имеют разную форму: от круглой до округлой неправильной. Толщина стенок трубок составляет 0,5–1 мкм. Трубки по длине разделены поперечными перегородками толщиной 0,5–1 мкм через 100–200 мкм.

При измельчении коры получали волокна разной толщины. Исследование полученных волокон позволило установить, что толщина волокон зависит от количества трубок-сосудов в сформированном пучке после измельчения коры. При этом волокно может состоять из одной трубки-сосуда, как на рисунке 3, и иметь толщину 25 мкм или состоять из пучка трубок-сосудов шириной 80–250 мкм (см. рисунок 4). Волокна имеют ярко выраженную шероховатую поверхность, получаемую в процессе измельчения коры при деформации и разрушении микроструктуры.

Сопоставление экспериментальных данных по определению параметров микроструктуры коры и волокон с полученными ранее авторами результатами микроскопии по растительному сырью (ржаная, пшеничная солома, коistra и волокна льна, тростник) [11–14] подтверждают возможность использования коры эвкалипта в качестве структурообразующего материала для изоляции.

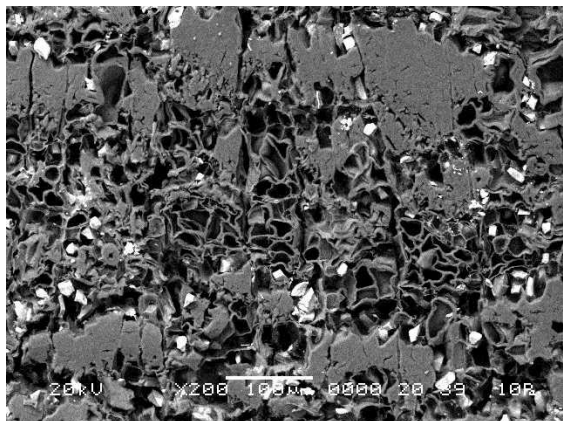


Рисунок 1. – Поперечный срез коры эвкалипта (фрагмент, 200-кратное увеличение)



Рисунок 2. – Поперечный срез коры эвкалипта (фрагмент, 500-кратное увеличение)



Рисунок 3. – Волокна после измельчения коры эвкалипта (500-кратное увеличение)



Рисунок 4. – Волокна после измельчения коры эвкалипта (50-кратное увеличение)

3.2. Определение гранулометрического состава волокон коры эвкалипта. Основной задачей исследований являлось определение влияния фракции и плотности измельченной коры на теплопроводность волокнистой массы, не содержащей вяжущее вещество.

В процессе измельчения коры с естественной влажностью 5–6% наблюдалась сильная запылённость с образованием пыли в количестве до 28,1% от общей массы материала. Для устранения данной проблемы кору предварительно смачивали до влажности 20–30%. После чего интенсивность запыления уменьшилась до 18,1% и визуально отмечалось увеличение количества тонких волокон средних размеров.

После измельчения волокнистая масса подвергалась фракционированию через сита с размерами ячеек в диаметре 0,16–5 мм. Измельченную кору с размером частиц 0,16–5 мм разделяли на четыре фракции по размеру поперечного сечения (ширине) волокна: крупную (2,5–5 мм), среднюю (1,25–2,5 мм), мелкую (0,63–1,25 мм) и ультрамелкую (0,16–0,63 мм) (рисунок 5).

a



б



a – крупная; *б* – средняя

Рисунок 5. – Волокна коры эвкалипта разных фракций (начало)



б – мелкая; з – ультрамелкая

Рисунок 5. – Волокна коры эвкалипта разных фракций (окончание)

Кроме размеров в поперечном сечении волокна отличались и по длине. Длина волокон крупной фракции соответствует 15–40 мм, средней – 8–15 мм, мелкой – 5–8 мм и ультрамелкой 2–5 мм. Результаты гранулометрического анализа смеси измельченных волокон приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Гранулометрический состав коры после измельчения

Влажность коры, %	Содержание фракции, %				
	2,5–5 мм	1,25–2,5 мм	0,63–1,25 мм	0,16–0,63 мм	пылевидный отсев
5–6	15,4	16,8	14,9	24,9	28,1
20–30	16,4	17,9	15,9	31,6	18,1

По результатам гранулометрического анализа установлено, что при измельчении увлажненной коры существенно сокращается образование пылевидных частиц в 1,54 раза относительно массы пылевидного отсева коры без увлажнения. Для фракций 0,63–5 мм увеличение содержания измельченных волокон коры отличается незначительно и находится в пределах 6,5–7,4%. Существенное различие в сторону увеличения по процентному содержанию – на 26,9% – отмечается для измельченных волокон коры фракции 0,16–0,63 мм.

Полученные данные свидетельствуют о том, что предварительное увлажнение коры позволяет уменьшить образование пылевидных частиц на 35,4%, увеличить общую массу получаемых волокон при измельчении на 13,8% и в частности повысить содержание ультрамелких волокон до 31,6%.

3.3. Определение плотности и коэффициента теплопроводности волокон коры эвкалипта. Для изучения плотности и коэффициента теплопроводности фракционированные волокна засыпали в камеру прибора «ИТП–МГ4», фиксировали крышкой и производили измерение. Необходимо отметить, что волокна обладают высокой способностью к сцеплению между собой с образованием связанной структуры, сохраняющей форму.

В результате получены зависимости изменения коэффициента теплопроводности от средней плотности волокон по фракциям (рисунок 6). При варьировании плотности 50–220 кг/м³ коэффициент теплопроводности изменяется в диапазоне от 0,042 до 0,062 Вт/(м·°C).

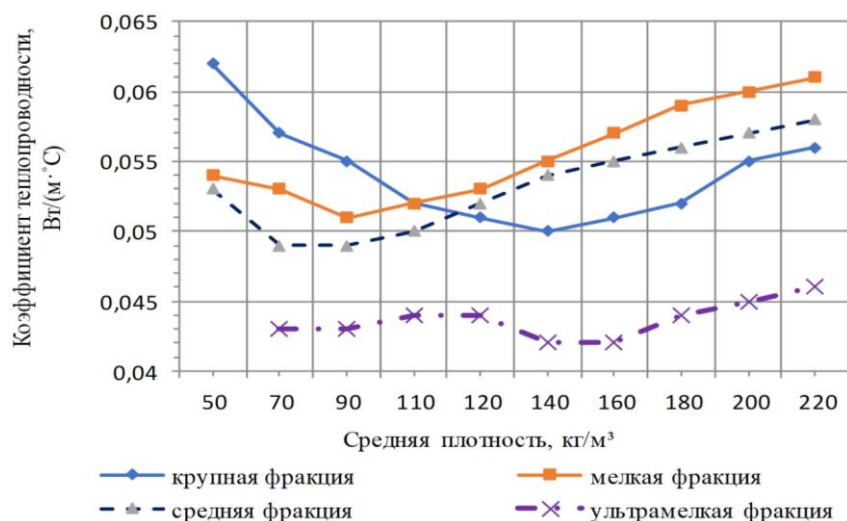


Рисунок 6. – Зависимость коэффициента теплопроводности от плотности волокон коры эвкалипта различных фракций

Для крупной фракции волокон эвкалипта при плотности 50 кг/м³ коэффициент теплопроводности равен 0,062 Вт/(м·°С). При постепенном увеличении средней плотности и достижении 140 кг/м³ происходит снижение коэффициента теплопроводности на 19,4% до 0,05 Вт/(м·°С). Повышение коэффициента теплопроводности на 12% до 0,056 Вт/(м·°С) наблюдается при наибольшей плотности 220 кг/м³.

При изучении показателей средней фракции волокон установлено, что для минимальной плотности 50 кг/м³ коэффициент теплопроводности соответствует 0,053 Вт/(м·°С). Уменьшение коэффициента теплопроводности до 0,049 Вт/(м·°С) зафиксировано при плотности 70 кг/м³. Данный показатель теплопроводности сохраняется и для структуры с плотностью 90 кг/м³. Для максимальной средней плотности 220 кг/м³ прирост коэффициента теплопроводности составил 20,4% и достиг значения 0,058 Вт/(м·°С).

Коэффициент теплопроводности волокон эвкалипта мелкой фракции плотностью 50 кг/м³ равен 0,054 Вт/(м·°С). Минимальный показатель теплопроводности соответствует 0,051 Вт/(м·°С) при плотности 90 кг/м³. Последующее постепенное возрастание плотности волокнистой структуры способствует повышению коэффициента теплопроводности. Так, при плотности 220 кг/м³ коэффициент теплопроводности волокон эвкалипта равен 0,061 Вт/(м·°С), то есть на 19,6% превышает минимальный показатель.

Наилучшие показатели коэффициента теплопроводности зафиксированы на волокнах ультрамелкой фракции. Так, при плотности 70–90 кг/м³ коэффициент теплопроводности составил 0,043 Вт/(м·°С). При увеличении плотности до 120 кг/м³ коэффициент теплопроводности практически не изменяется и равен 0,044 Вт/(м·°С). Наименьшее значение коэффициента теплопроводности зафиксировано при плотности 140–160 кг/м³ и соответствует 0,042 Вт/(м·°С). Дальнейшее увеличение средней плотности приводит к постепенному росту коэффициента теплопроводности на 9,5% и достигает 0,046 Вт/(м·°С) при плотности 220 кг/м³.

Основываясь на полученных результатах, далее исследовали двухкомпонентный структурообразующий материал, состоящий из волокон коры эвкалипта различных фракций и измельчённой соломы. Показатель коэффициента теплопроводности соломы составил 0,046 Вт/(м·°С) при плотности 80 кг/м³. Измельчённая солома в процентном соотношении по массе смешивалась с волокнами коры эвкалипта для определения теплопроводности смеси. Результаты испытаний приведены в таблице 2.

Введение 15% измельченной соломы взамен коры эвкалипта понижает коэффициент теплопроводности на 6,2–30,2% в зависимости от средней плотности смеси. Наименьшее значение коэффициента теплопроводности, равное 0,046 Вт/(м·°С), зафиксировано при плотности 110 кг/м³ и 200 кг/м³, что ниже показателя волокон мелкой фракции без добавления соломы на 11,5 и 13,3% соответственно. При увеличении содержания соломы до 25% минимальное значение коэффициента теплопроводности зафиксировано при плотностях 180 и 200 кг/м³ и также равняется 0,046 Вт/(м·°С).

Таблица 2. – Коэффициент теплопроводности смеси волокон коры эвкалипта и измельчённой соломы

Содержание измельчённой соломы в смеси по массе, %	Коэффициент теплопроводности смеси, Вт/(м·°С), при средней плотности, кг/м ³									
	50	70	90	110	120	140	160	180	200	220
Мелкая фракция волокон коры эвкалипта										
0	0,054	0,053	0,051	0,052	0,053	0,055	0,057	0,059	0,06	0,061
15	-	0,047	0,048	0,046	0,049	0,048	0,048	0,051	0,046	0,052
25	-	0,05	0,048	0,051	0,048	0,052	0,047	0,046	0,046	0,051
Средняя фракция волокон коры эвкалипта										
0	0,053	0,049	0,049	0,05	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057	0,058
15	0,053	0,049	0,048	0,05	0,048	0,049	0,05	0,045	0,047	0,05
25	-	0,049	0,049	0,05	0,05	0,049	0,051	0,047	0,049	0,052
Крупная фракция волокон коры эвкалипта										
0	0,062	0,057	0,055	0,052	0,051	0,05	0,051	0,052	0,055	0,056
15	0,062	0,054	0,053	0,056	0,051	0,05	0,05	0,051	0,053	0,055

Наилучший показатель коэффициента теплопроводности для волокон средней фракции коры получен на плотности 180 кг/м³ при добавлении 15% измельчённой соломы и составляет 0,045 Вт/(м·°С), что на 20% ниже значения коэффициента теплопроводности волокон коры без соломы. Снижение коэффициента теплопроводности относительно минимального значения волокон коры без добавления соломы при плотностях 70 и 90 кг/м³ составляет 8,2%. При увеличении процентного содержания измельченной соломы до 25% дальнейшего уменьшения коэффициента теплопроводности не наблюдается, а минимальный коэффициент теплопроводности повышается до 0,047 Вт/(м·°С).

При введении 15% измельчённой соломы в крупную фракцию коры эвкалипта изменений коэффициента теплопроводности не отмечается по сравнению с бездобавочным составом. Увеличение содержания в смеси измельченной соломы более 15% приводит к осыпанию частиц соломы в низ структурообразующего массива из волокон и не позволяет получить однородную смесь.

Изучение коэффициента теплопроводности смеси измельчённой соломы и ультрамелкой фракции волокон коры не проводились, так как коэффициент теплопроводности соломы превышает показатель волокон коры.

В результате испытаний установлено, что введение измельчённой соломы в количестве 15% от общей массы смеси обеспечивает снижение коэффициента теплопроводности структурообразующего массива. Однако в отличие от однокомпонентной смеси из волокон коры визуально отмечается уменьшение связности волокон в двухкомпонентной смеси по причине замены части волокон на измельченную солому.

3.4. Теплоизоляционные плиты на основе коры эвкалипта без вяжущего компонента. После варки в водном растворе древесной золы подготовку структурообразующего материала из коры эвкалипта и формовку плит проводили по трем вариантам, приведенным в пункте 2. Внешний вид полученных экспериментальных плит показан на рисунках 7–9.



Рисунок 7. – Плита из горизонтально уложенных полос коры (1 вариант)



Рисунок 8. – Плита из узких разнонаправленных полосок коры (2 вариант)



Рисунок 9. – Плита из волокон коры, разбитых строительным миксером (3 вариант)

Наименьший коэффициент теплопроводности $0,055 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$ при плотности $200 \text{ кг}/\text{м}^3$ получен на плитах, отформованных из узких разнонаправленных полос коры (см. рисунок 8). Плиты обладают низкой жесткостью, но при этом не разрушаются по причине сформированной связной структуры разнонаправленными узкими полосами коры.

Для плит с горизонтально уложенными послойно пластинками коры (см. рисунок 7) при плотности $250 \text{ кг}/\text{м}^3$ коэффициент теплопроводности достиг $0,059 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$. Отмечается, что плиты обладают низкой связностью слоев коры между собой в объеме плиты, так как пластинки коры и, соответственно, волокна ориентированы только в горизонтальной плоскости в рамках каждого слоя коры.

Также аналогичный показатель, равный $0,059 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$, зафиксирован на плитах из волокон коры, разбитых строительным миксером, при плотности $230 \text{ кг}/\text{м}^3$. При этом плиты обладают связной структурой и жесткостью (см. рисунок 9).

Полученные экспериментальные образцы плит подтверждают возможность производства теплоизоляционного материала в виде плит без вяжущего путем предварительной варки коры эвкалипта в растворе древесной золы. Кроме того, можно предположить, что плиты варианта 2 и 3 также эффективно могут использоваться для звукоизоляции, так как имеют достаточно высокую плотность и волокнистую структуру.

3.5. Влияние вяжущего компонента на коэффициент теплопроводности плит из волокон коры эвкалипта. Дальнейшие исследования проводили на средней, мелкой и ультрамелкой фракциях. Расход жидкого стекла и объём волокон коры в насыпном состоянии значительно влияют на формирование структуры и плотность образцов. Предварительные исследования по выбору оптимального расхода структурообразующего материала показали, что для формирования плотной структуры плит с минимальным количеством пустот требуемая средняя плотность волокна без вяжущего компонента составляет: для средней и мелкой фракции волокон – $250 \text{ кг}/\text{м}^3$; для ультрамелкой фракции волокон – $150 \text{ кг}/\text{м}^3$. Уменьшение средней плотности структурообразующего материала приводит к недостаточной жесткости отформованных плит.

Перед введением жидкого стекла волокна коры предварительно смачивали водой с помощью распылителя, так как по причине высокого водопоглощения сухих волокон коры жидкое стекло не может равномерно распределиться по всему объёму структурообразующего материала при перемешивании смеси. Вода из раствора жидкого стекла быстро впитывается в структуру волокон коры. Твёрдая фаза жидкого стекла остается на поверхности волокон и ускоренно переходит из вязкого состояния в рыхлое с последующим быстрым образованием твердой аморфной структуры, теряя адгезионные свойства и способность равномерно покрывать поверхность всех волокон коры.

Предварительное смачивание водой значительно замедляет поглощение воды из жидкого стекла пористой поверхностью волокон коры. Установлено, что количество воды, необходимое для смачивания поверхности, зависит от размера волокон структурообразующего материала. Для формовки экспериментальных плит из средней фракции волокон при смачивании расход воды снижается на 60 г, что объясняется тем, что общая суммарная геометрическая площадь поверхности средних волокон меньше, чем у волокон мелкой и ультрамелкой фракции.

Для формовки плит принимали расход средней и мелкой фракции волокон коры – 480 г, для ультрамелкой фракции – 240 г. Количество жидкого стекла по сухому веществу на образец принято 40–80 г. Расход воды составлял 510–570 г на плиту.

Результаты исследований образцов-плит из смеси волокон и жидкого стекла представлены в таблице 3. Наименьший коэффициент теплопроводности равный 0,054 Вт/(м·°C) показали плиты на ультрамелкой фракции волокон коры, с расходом жидкого стекла 40 г (состав 7). Анализируя влияние жидкого стекла на коэффициент теплопроводности теплоизоляционных плит, установлено, что повышение расхода вяжущего от 40 г до 80 г влечет за собой рост показателя на 14%.

Максимальные значения коэффициента теплопроводности получены на структурообразующем материале из мелкой фракции волокон коры. В сравнении с составами 7–9 коэффициент теплопроводности плит на мелкой фракции (составы 4–6) возрастает в среднем на 10%.

Таблица 3. – Составы и свойства плит из волокон коры эвкалипта на жидком стекле

№ состава	Масса образца, г	Фракция волокон коры, мм	Расход на образец-плиту			Плотность, кг/м³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)	Состояние плиты
			волокна коры, г	жидкое стекло, г	вода, г			
1	520	1,25–2,5 (средняя)	480	40	510	277,3	0,057	1*
2	540		480	60	510	288,0	0,059	2*
3	560		480	80	510	298,7	0,063	2
4	520	0,63–1,25 (мелкая)	480	40	570	277,3	0,06	1
5	540		480	60	570	288,0	0,064	2
6	560		480	80	570	298,7	0,068	2
7	280	0,16–0,63 (ультрамелкая)	240	40	570	149,3	0,054	1
8	300		240	60	570	160,0	0,058	2
9	320		240	80	570	170,7	0,062	2

Примечание. 1* – слабосвязанная структура; 2* – жесткая структура.

В процессе подбора оптимальных составов учитывался не только коэффициент теплопроводности, но и состояние плит после сушки. После введения жидкого стекла в количестве 40 г на поверхности плит наблюдалось шелушение волокон или фиксировалась слабосвязанная структура, не обеспечивающая жесткость и геометрию тепловой изоляции. Жесткие плиты без шелушения поверхности получены при расходе жидкого стекла в пределах 60–80 г на образец-плиту. С учетом обеспечения жесткости плит минимальный показатель коэффициента теплопроводности 0,059 Вт/(м·°C) на средней фракции и 0,058 Вт/(м·°C) на ультрамелкой фракции обеспечивают плиты составов 2 и 8 (рисунок 10). Полученные значения коэффициентов теплопроводности ниже наименьших показателей плит на мелкой фракции (состав 5) на 8–10%.

Относительно низкие коэффициенты теплопроводности плитной теплоизоляции указывают на необходимость поиска технологических решений, обеспечивающих снижение данных показателей. Одним из возможных вариантов осуществления поставленной задачи может являться карбонизация волокон коры эвкалипта. Карбонизацию проводили на волокнах ультрамелкой фракции, имеющей наименьший коэффициент теплопроводности из исследуемых фракций.

После карбонизации отмечена потеря по массе на 49% и уменьшение в объеме на 50% полученной смеси карбонизированных волокон от исходных показателей. На первом этапе определили коэффициент теплопроводности карбонизированных волокон при плотности 80–165 кг/м³. Коэффициент теплопроводности карбонизированных волокон достиг 0,036–0,044 Вт/(м·°C), что на 14,3% ниже показателей некарбонизированных волокон.

Экспериментально установлено, что жесткие плиты на карбонизированных волокнах при средней плотности 269–280 кг/м³ обеспечивают коэффициент теплопроводности на уровне 0,05–0,054 Вт/(м·°C). В ходе экспериментов получены жесткие плиты (рисунок 11) со следующими расходами компонентами на образец: карбонизированная кора – 445 г; жидкое стекло по сухому веществу – 60–80 г; вода – 925 г.

Для получения жестких плит на основе волокон коры требуется большое количество материала, что, соответственно, влияет на повышение расхода жидкого стекла, плотности и коэффициента теплопроводности. Несмотря на то, что образцы имеют достаточно низкий коэффициент теплопроводности $0,05\text{--}0,054\text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$, плиты на карбонизированном волокне также дополнительно должны обеспечивать ряд положительных свойств. Предположительно во влагонасыщенном состоянии показатели сорбции плит не должны достигать высоких значений, а карбонизированные волокна – подвергаться гниению. Присутствие жидкого стекла позволит существенно снизить горючесть плит. Таким образом, можно предположить высокую долговечность плит на карбонизированных волокнах в условиях эксплуатации.



Рисунок 10. – Плита на основе волокон коры эвкалипта (средняя фракция) и жидкого стекла (состав 2)



Рисунок 11. – Плита из карбонизированных волокон коры эвкалипта ультрамелкой фракции

3.6. Определение сорбционной влажности волокон коры эвкалипта и теплоизоляционных плит. Важной характеристикой, влияющей на эффективную работу тепловой изоляции в условиях эксплуатации, является сорбционная влажность. Показатели сорбционной влажности определяли на образцах, взятых из экспериментальной засыпной изоляции и исследуемых плит на основе коры эвкалипта после испытаний по определению коэффициента теплопроводности.

Следует отметить основные тенденции для экспериментальных составов, приведенных в таблице 4. С уменьшением размера некарбонизированных волокон от 5 мм до 0,63 мм (составы 1–3) происходит повышение показателей сорбционной влажности. При относительной влажности воздуха 60% сорбционная влажность увеличивается на 18,8% (с 10,1% до 12%). Для фракции 0,63–1,25 мм при относительной влажности воздуха 97% прирост сорбции составляет 12,4% относительно состава 1 и достигает 30,9%. При изменении относительной влажности воздуха от 40 до 97% сорбционная влажность повышается в 3,7–4,3 раза.

Таблица 4. – Сорбционная влажность экспериментальных составов

№ состава	Состав	Сорбционная влажность, %, при относительной влажности воздуха				
		40%	60%	80%	90%	97%
1	Фракция волокон коры 2,5–5 мм (крупная)	6,4	10,1	14	18,5	27,5
2	Фракция волокон коры 1,25–2,5 мм, (средняя)	7,9	11,8	16,4	20,9	29,2
3	Фракция волокон коры 0,63–1,25 мм, (мелкая)	7,9	12	17,1	21	30,9
4	Фракция волокон коры 0,16–0,63 мм, (ультрамелкая)	10,4	10,8	16	18,6	21,6
5	Фракция карбонизированных волокон коры 0,16–0,63 мм, (ультрамелкая)	9,3	9,4	14,3	16,8	21,6
6	Плита из волокон коры 0,16–0,63 мм с содержанием жидкого стекла 60 г	11,2	13,2	19,8	24,9	32,8
7	Плита из волокон коры 0,16–0,63 мм с содержанием жидкого стекла 80 г	12,2	14,5	25,2	33	38,5
8	Плита из карбонизированных волокон коры 0,16–0,63 мм с содержанием жидкого стекла 60 г	9,9	11,6	20	27	34

Существенное отличие по показателю сорбционной влажности в сторону значительного снижения на 30% для фракции 0,16–0,63 мм при относительной влажности воздуха 97% объясняется формированием мелкими волокнами достаточно плотной структуры, препятствующей проникновению и замедляющей прохождение водяных паров во внутреннюю область образцов. С увеличением относительной влажности воздуха показатель сорбции фракции 0,16–0,63 мм изменяется в 2,1 раза, что значительно меньше в сравнении с фракциями волокон 0,63–5 мм.

При введении жидкого стекла зафиксировано значительное повышение сорбционной влажности образцов (составы 6–8) в сравнении с образцами из волокон без вяжущего (составы 4, 5). Для образцов на жидком стекле (состав 7) при относительной влажности воздуха 60% произошло увеличение сорбции на 34,3% по сравнению с показателем состава 4, а при относительной влажности воздуха 97% соответственно в 1,8 раза.

На карбонизированных волокнах с жидким стеклом изменения не настолько существенны и при относительной влажности воздуха 60% сорбционная влажность отличается незначительно для составов 5 и 8, а при относительной влажности воздуха 97% для состава 8 показатель возрастает в 1,6 раза. Увеличение расхода жидкого стекла с 60 г до 80 г влечет за собой повышение сорбции на 17,4% при относительной влажности воздуха 97%.

Проведенные ранее эксперименты по определению сорбционной влажности образцов-плит на основе смесей растительного сырья и жидкого стекла [13–16] при сравнении указывают на достаточно низкие показатели плит на основе волокон коры эвкалипта, что должно обеспечить эффективную работу материала в условиях эксплуатации.

После испытаний на сорбционную влажность образцы оставляли в бьюксах и не извлекали из эксикаторов с целью изучения стойкости к биоповреждениям плесневыми грибами. Периодически проводили наблюдение за состоянием образцов. На 80 сутки испытаний зафиксировано появление плесневелых грибов на образцах из некарбонизированных волокон при влажности 90 и 97% (рисунок 12).



Рисунок 12. – Плесневелые грибы на некарбонизированных волокнах крупной фракции (2,5–5 мм)

Через 90 суток выдержки в эксикаторах плесневелые грибы обнаружены на поверхности образцов из смеси жидкого стекла и некарбонизированных волокон (составы 6, 7).

Составы 5, 8 на карбонизированных волокнах коры демонстрировали стойкость к образованию плесневелых грибов через 120 суток, после чего испытания прекратили.

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Эвкалипт относится к породам древесины, имеющим широкий ареал распространения и произрастания. Ценность коры эвкалипта как сырья заключается в том, что материал может поступать из двух независимых источников, включая деревопереработку и естественный ежегодный сброс коры деревьями. Кроме того, кора эвкалипта является экологически безопасным структурообразующим материалом для тепловой изоляции и обладает бактерицидным и фунгицидным действием, что особенно важно для обеспечения долговечной работы утеплителей на растительной основе.

2. Предварительное увлажнение коры до измельчения позволяет уменьшить образование пылевидных частиц на 35,4% и таким образом снизить массу пыли до 18,1%. При этом наибольший прирост по массе на 26,9% фиксируется для фракции 0,16–0,63 мм (основная фракция по массе), образующийся в количестве 31,6% от общей массы измельчённой коры.

3. Наилучший показатель коэффициента теплопроводности равный 0,042 Вт/(м·°C) зафиксирован на волокнах коры эвкалипта ультрамелкой фракции при плотности 140–160 кг/м³.

4. Введение измельчённой соломы в количестве 15–25% от массы смеси с волокнами коры эвкалипта обеспечивает снижение коэффициента теплопроводности для средней и мелкой фракции коры на 8,2% и 9,8% соответственно, до 0,045–0,046 Вт/(м·°C), при плотности засыпной изоляции 110 кг/м³, 180 кг/м³ и 200 кг/м³.

5. Получение волокнистого сырья способом варки в древесной золе с дальнейшей формовкой под давлением без связующего дает возможность получать плиты с относительно низким коэффициентом теплопроводности равным 0,059 Вт/(м·°C) при плотности 200–220 кг/м³, что на 40% превышает показатель ультра мелких волокон.

6. Использование жидкого стекла в качестве вяжущего компонента дает возможность формировать жесткие плиты на ультрамелкой и средней фракции волокон коры эвкалипта с коэффициентом теплопроводности 0,058 и 0,059 Вт/(м·°C) при плотности 160 и 288 кг/м³ соответственно.

7. Использование технологии карбонизации позволило установить, что для фракции 0,16–0,63 мм при плотности 80–165 кг/м³ коэффициент теплопроводности засыпного утеплителя находится в пределах 0,036–0,044 Вт/(м·°C), что на 14,3% ниже показателя образцов на некарбонизированных волокнах. Введение жидкого стекла с учетом жесткости плит вызывает увеличение коэффициента теплопроводности на 38,8% до значения 0,05 Вт/(м·°C) при плотности 269 кг/м³.

8. С уменьшением фракции волокон сорбционная влажность увеличивается и при относительной влажности воздуха 97% достигает 30,9% для мелкой фракции. Однако для ультрамелкой фракции значительно снижается (на 30%) до показателя 21,6%, что обуславливается формированием плотной структуры ультрамелкими волокнами даже в насыпном состоянии.

9. Сорбционная влажность плит на жидком стекле при относительной влажности воздуха 97% возрастает в 2,7 раза в сравнении с показателем при относительной влажности воздуха 60% и достигает наибольшего значения 38,5% среди испытуемых образцов. Для карбонизированной коры ультрамелкой фракции предельное значение сорбции достигает 21,6%, что ниже показателя плит с жидким стеклом в 1,6 раза. Таким образом, присутствие жидкого стекла в составах с волокнами коры эвкалипта ведёт к повышению сорбционной влажности материала.

10. Теплоизоляционные материалы на основе волокон коры эвкалипта, включая плиты на некарбонизированных волокнах, демонстрируют высокую биостойкость к образованию плесневелых грибов. Только на 90 сутки зафиксировано появление грибов на образцах из смеси некарбонизированных волокон и жидкого стекла при относительной влажности воздуха 90% и 97%. На поверхности некарбонизированных волокон коры без связующего грибок отмечен через 80 суток испытаний. Образцы, содержащие карбонизированные волокна, не имели биоповреждений после 120 суток выдержки в эксикаторах при относительной влажности воздуха 97%.

11. Исследования показали, что волокна коры эвкалипта можно эффективно использовать в качестве структурообразующего материала для засыпной и плитной изоляции, обеспечивающей экологическую безопасность для человека и окружающей среды, а также стойкость к биоповреждениям.

ЛИТЕРАТУРА

1. Substantial bark use as insulation material / G. Kain, M.C. Barbu, A. Teischinger et al. // *Forest Products Journal*. – 2012. – Vol. 62, № 6. – P. 480–487.
2. Данилов В.Е., Айзенштадт А.М. Использование модифицированной древесной коры сосны обыкновенной в качестве засыпной теплозвукоизоляции // *Известия высших учебных заведений. Лесной журнал*. – 2019. – № 2. – С. 111–118. DOI: 10.17238/issn0536-1036.2019.2.111.
3. Бакатович А.А., Бакатович Н.В., Пенкрат А.Н. Фракционный состав измельченной сосновой коры и вид вяжущего компонента как основные факторы, влияющие на коэффициент теплопроводности теплоизоляционных плит // *Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Стр.-во. Прикладные науки*. – 2022. – № 8. – С. 38–45.
4. Investigation of thermal insulation capacity of tree bark / Z. Pasztory, I.R. Mohacsine, G. Gorbacheva et al. // *Forestry engineering journal*. – 2017. – Vol. 7, № 1. – P. 157–161. DOI: 10.12737/25206.
5. Sato Yu., Konishi T., Takahashi A. Development of insulation material using natural tree bark // *Transactions of the Materials Research Society of Japan*. – 2004. – Vol. 29, № 5. – P. 1937–1940.
6. Synthesis of green adhesive with tannin extracted from eucalyptus bark for potential use in wood composites / M. Amari, K. Khimeche, A. Hima et al. // *J. of Renewable Materials*. – 2021. – T. 9, № 3. – С. 463–475. DOI: 10.32604/jrm.2021.013680.
7. Valorization of Eucalyptus nitens bark by organosolv pretreatment for the production of advanced biofuels / A. Romani, A. Larramendi, R. Yáñez et al. // *Industrial Crops and Products*. – 2019. – Vol. 132. – P. 327–335. DOI: 10.1016/j.indcrop.2019.02.040.
8. Above-ground biomass estimation at tree and stand level for short rotation plantations of Eucalyptus nitens (Deane & Maiden) Maiden in Northwest Spain / M. González-García, A. Hevia, J. Majada et al. // *Biomass and Bioenergy*. – 2013. – Vol. 54. – P. 147–157. DOI: 10.1016/j.biombioe.2013.03.019.
9. Potential of Eucalyptus globulus industrial bark as a biorefinery feedstock: Chemical and fuel characterization / D.M. Neiva, S. Araújo, J. Gominho et al. // *Industrial Crops and Products*. – 2018. – Vol. 123, № 2. – P. 262–270. DOI: 10.1016/j.indcrop.2018.06.070.
10. Thompson D., Hutchinson K., Berkery B. Recent results of growing Eucalyptus in Ireland // *Irish Forestry*. – 2019. – Vol. 69. – P. 167–183.
11. Bakatovich A., Gaspar F. Composite material for thermal insulation based on moss raw material // *Constr. Build. Mater.* – 2019. – Vol. 228. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.116699.
12. Romanovsky S., Bakatovich A. Application of microscopic analysis to assess the prospects for the use of flax fiber tows in the production of thermal insulation material // *Vestnik of Polotsk State University. Part F, Construction. Applied Sciences*. – 2017. – № 8. – P. 14–18.
13. Bakatovich A., Davydenko N., Gaspar F. Thermal insulating plates produced on the basis of vegetable agricultural waste // *Energy Build.* – 2018. – Vol. 180. – P. 72–82. DOI: 10.1016/j.enbuild.2018.09.032.

14. Bakatovich A., Gaspar F., Boltrushevich N. Thermal insulation material based on reed and straw fibres bonded with sodium silicate and rosin // *Construction and Building Materials*. – 2022. – Vol. 352. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129055.
15. Romanovsky S., Bakatovich A. Effect of Modified Liquid Glass on Absorption Humidity and Thermal Conductivity of Flax Fiber Slabs // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. – 2019. – Vol. 660. DOI: 10.1088/1757-899X/660/1/012072 .
16. Structure-forming composition of a mixture of rice husk and wheat straw for thermal insulation / A. Bakatovich, F. Gaspar, N. Bakatovich et al. // *Sustainable and Digital Building. Proceedings of the International Conference*. – 2022. – P. 127–146. DOI: 10.1007/978-3-031-25795-7_10.

REFERENCES

1. Kain, G., Barbu, M.C., Teischinger, A., Musso, M. & Petutschnigg, A. (2012). Substantial bark use as insulation material. *Forest Products Journal*, 62(6), 480–487.
2. Danilov, V.E. & Aizenshtadt, A.M. (2019). Ispol'zovanie modifitsirovannoi drevesnoi kory sosny obyknovennoi v kachestve zasypnoi teplozvukoizolyatsii [The Use of Modified Scots Pine Bark as Filling Material of Heat and Sound Insulation]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Lesnoi zhurnal (Lesnoy Zhurnal (Russian Forestry Journal))*, (2), 111–118. (In Russ., abstr. in Engl.). DOI: 10.17238/issn0536-1036.2019.2.111.
3. Bakatovich, A.A., Bakatovich, N.V. & Penkrat, A.N. (2022). Fraktsionnyi sostav izmel'chennoi sosnovoi kory i vid vyazhushchego komponenta kak osnovnye faktory, vliyayushchie na koeffitsient teploprovodnosti teploizolyatsionnykh plit [The fractional composition of crushed pine bark and the type of binder component as the main factors affecting the thermal conductivity coefficient of thermal insulation plates]. *Vestn. Polotsk. gos. un-ta. Ser. F, Str-vo. Prikladnye nauki [Vestnik of Polotsk State University. Part F, Constructions. Applied Sciences]*, (8), 38–45. (In Russ., abstr. in Engl.).
4. Pasztory, Z., Mohacsine, I.R., Gorbacheva, G. & Sanaev, V. (2017). Investigation of thermal insulation capacity of tree bark. *Forestry engineering journal*, 7(1), 157–161. DOI: 10.12737/25206.
5. Sato, Yu., Konishi, T. & Takahashi, A. (2004). Development of insulation material using natural tree bark. *Transactions of the Materials Research Society of Japan*, 29(5), 1937–1940.
6. Amari, M., Khimeche, K., Hima, A., Chebout, R. & Mezroua, A. (2021). Synthesis of green adhesive with tannin extracted from eucalyptus bark for potential use in wood composites. *J. of Renewable Materials*, 9(3), 463–475. DOI: 10.32604/jrm.2021.013680.
7. Romani, A., Larramendi, A., Yáñez, R., Cancela, Á., Sánchez, Á., Teixeira, J.A. & Domingues, L. (2019). Valorization of Eucalyptus nitens bark by organosolv pretreatment for the production of advanced biofuels. *Industrial Crops and Products*, 132, 327–335. DOI: 10.1016/j.indcrop.2019.02.040.
8. González-García, M., Hevia, A., Majada, J. & Barrio-Anta, M. (2013). Above-ground biomass estimation at tree and stand level for short rotation plantations of Eucalyptus nitens (Deane & Maiden) Maiden in Northwest Spain. *Biomass and Bioenergy*, 54, 147–157. DOI: 10.1016/j.biombioe.2013.03.019.
9. Neiva, D.M., Araújo, S., Gominho, J., Carneiro, A. & Pereira, H. (2018). Potential of Eucalyptus globulus industrial bark as a biorefinery feedstock: Chemical and fuel characterization. *Industrial Crops and Products*, 123(2), 262–270. DOI: 10.1016/j.indcrop.2018.06.070.
10. Thompson, D., Hutchinson, K. & Berkery, B. (2019). Recent results of growing Eucalyptus in Ireland. *Irish Forestry*, 69, 167–183.
11. Bakatovich, A. & Gaspar, F. (2019). Composite material for thermal insulation based on moss raw material. *Constr. Build. Mater.*, 228. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.116699.
12. Romanovsky, S. & Bakatovich, A. (2017). Application of microscopic analysis to assess the prospects for the use of flax fiber tows in the production of thermal insulation material. *Vestnik of Polotsk State University. Part F, Construction. Applied Sciences*, (8), 14–18.
13. Bakatovich, A., Davydenko, N. & Gaspar, F. (2018). Thermal insulating plates produced on the basis of vegetable agricultural waste. *Energy Build*, 180, 72–82. DOI: 10.1016/j.enbuild.2018.09.032.
14. Bakatovich, A., Gaspar, F. & Boltrushevich, N. (2022). Thermal insulation material based on reed and straw fibres bonded with sodium silicate and rosin. *Construction and Building Materials*, 352. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129055.
15. Romanovsky, S. & Bakatovich, A. (2019). Effect of Modified Liquid Glass on Absorption Humidity and Thermal Conductivity of Flax Fiber Slabs. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 660. DOI: 10.1088/1757-899X/660/1/012072 .
16. Bakatovich, A., Gaspar, F., Bakatovich, N. & Yi, Z. (2022). Structure-forming composition of a mixture of rice husk and wheat straw for thermal insulation. *Sustainable and Digital Building. Proceedings of the International Conference*, 127–146. DOI: 10.1007/978-3-031-25795-7_10.

Поступила 22.09.2023

PROSPECTS FOR THE USE OF EUCALYPTUS BARK AS A STRUCTURE-FORMING MATERIAL FOR THERMAL INSULATION

A. BAKATOVICH, N. BAKATOVICH, R. OBROMPALSKY

(Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk)

F. GASPAR

(Leiria Polytechnical Institute, Portugal)

The results of the study of eucalyptus bark fibers as a structure-forming material confirm the possibility of using such raw materials for the production of thermal insulation. With the help of an electron microscope, the microstructure

of the bark and bark fibers was studied, which allows us to explain the mechanisms that ensure the thermal insulation properties of the fibers. Depending on the technological operations at the fiber preparation stage (mechanical grinding, cooking in ash solution, carbonation) and the use of a binder, the thermal conductivity coefficient of thermal insulation varies within 0,036–0,059 W/(m×°C) at a density of 80–220 kg/m³. Samples based on eucalyptus bark fibers demonstrate sufficient low sorption humidity for materials based on vegetable raw materials. At a relative humidity of 60%, sorption is 9,4–14,5%, and at a relative humidity of 97%, it reaches 21,6–38,5%. The samples also provide high resistance to the appearance of fungus on the fibers of the eucalyptus bark in a wet state, which indicates the durability of the structure-forming material during the operation of thermal insulation.

Keywords: thermal conductivity coefficient, density, sorption humidity, eucalyptus bark fiber, liquid glass, carbonation.

УДК 624.159.4:626.131

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-23-31

ИССЛЕДОВАНИЕ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА, АРМИРОВАННОГО ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ЖЁСТКИМИ ГРУНТОБЕТОННЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ МЕТОДОМ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА

канд. техн. наук, доц. В.Н. КРАВЦОВ¹⁾,
канд. техн. наук С.М. ЭГБАЛНИК²⁾, Д.А. ХРАНЦКЕВИЧ³⁾
(¹⁾РУП «Институт БелНИИС», Минск,
^{2), 3)}Белорусский национальный технический университет, Минск)

В статье приведены результаты численного моделирования предельных состояний основания плитного фундамента, армированного вертикальными (ВА) жёсткими грунтобетонными элементами (ВЭ) из набивных свай уплотнения, нагруженного распределённой нагрузкой с использованием реальных (фактических) геометрических и физико-механических параметров (материалов фундамента, ВЭ, грунта) и натурных условий его работы. На основе разработанной численной модели геомассива исследовано напряжённо-деформированное состояние (НДС) ВА-основания в зависимости от его параметров: количества жёстких армирующих вертикальных элементов (шага, процента армирования), свойств материалов фундамента, ВЭ и вмещающего грунта; выполнен анализ результатов эксперимента. Полученные данные исследований использованы для разработки нормативно-технических документов (ТНПА) по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов).

Ключевые слова: вертикально армированный грунт, жёсткие вертикальные элементы из свай, эквивалентные характеристики армированного основания, процент армирования, грунтобетон, численное моделирование эксперимента, НДС.

Введение. Метод армирования грунта, в частности, вертикального (далее ВА), является в настоящее время одним из наиболее прогрессивных, ресурсосберегающих и универсальных методов упрочнения оснований [1–4]. Для вертикального армирования применяются крупные жёсткие элементы (далее ВЭ) [4; 5]. Особенно эффективны в этом плане предложенные в РУП «Институт БелНИИС» конструкция и технология устройства геомассивов с ВЭ из свай уплотнения (стандартных забивных и набивных в пробитых скважинах, в т.ч. из грунтобетона)¹ [5], которые позволяют, по сравнению с традиционными методами упрочнения грунтов (трамбовка, виброуплотнение и др.), снизить стоимость и трудоёмкость работ не менее, чем на 30%.

Сущность вертикального армирования заключается в создании (конструктивными либо физико-химическими методами) в массиве основания пониженной прочности более прочных, жёстких по отношению к структурным свойствам природного грунта, не связанных конструктивно с фундаментом армирующих вертикальных жёстких элементов, которые работают совместно с вмещающей средой. Они воспринимают, в отличие от грунта, сжимающие и растягивающие напряжения, значительно повышая его прочность и деформативные свойства² [6].

Использование в качестве элементов армирования свай уплотнения (готовых или набивных в пробивных скважинах) позволяет дополнительно повысить эффективность упрочнения основания за счёт совмещения эффекта его уплотнения (от забивки готовой сваи или в результате пробивки скважины при изготовлении набивной сваи) и эффекта армирования грунта ВЭ³ [4].

Эффективность способа ВА-основания ещё больше возрастает при использовании для устройства жестких армоэлементов в виде свай уплотнения по технологии института БелНИИС из грунтобетона на основе местного грунта и применения, вместо дорогостоящего импортного оборудования, традиционных импортозамещающих технических средств (кран, экскаватор, трактор), имеющих в большинстве строительных организаций страны, что существенно удешевляет и способствует широкому применению данного метода упрочнения грунтов в строительстве⁴ [5].

На сегодняшний день существуют различные технологии изготовления грунтобетонных свай: как непосредственно в массиве грунта (струйная, бурсмесительная), так и в пробуренных или пробитых (выштампованных, вытрамбованных) скважинах с их последующим заполнением грунтобетонной смесью по технологии РУП «Институт БелНИИС».

¹ Фундамент здания, возведённый на искусственно упрочнённом слабом или малопрочном грунте и способ его возведения: пат. 18688 Респ. Беларусь, МПК E02D27/12 / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, Н.С. Лобастов, В.П. Лебедик; заявитель РУП «Институт БелНИИС». – № а 20111166; заявл. 02.09.2011; опубл. 02.09.11 // Официальный бюл. / Нац. центр интеллектуал. соб. – 2011.

² Тер-Мартirosян З.Г. Эквивалентные характеристики деформируемости и прочности многокомпонентного грунта // Материалы Междунар. Совещания заведующих кафедрами МГр., Инж. Геологии, ОиФ и Подземного стр-ва строит. вузов и факультетов / МГСУ. – М., 2003. – С. 15–25.

³ Кравцов В.Н., Якуненко С.А., Лапатин П.В. Экспериментально-теоретические исследования и проектирование оснований плитных фундаментов пониженной прочности, упрочнённых способом вертикального армирования грунта // Материалы междунар. науч.-практ. конф. «Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на Европейские стандарты», Минск, 26–27 мая 2015 г. / БНТУ. – Минск, 2015. – С. 328–329.

⁴ См. сноску 3.

Грунтобетон для армирующих элементов является наиболее дешёвым деловым материалом при устройстве ВА-оснований, так как он выполняется из местного грунта строительной площадки, поэтому его стоимость на порядок ниже стоимости традиционных материалов (бетона, раствора и др.) [7]. При этом, полости под грунтобетонные ВЭ (сваи) штампуются, уплотняя окружающий грунт, или бурятся без выемки грунта бурсмесительным способом, посредством бура с полым стволом, через который под давлением нагнетается водоцементная суспензия. Разрыхлённый и измельчённый при бурении полости грунт, перемешиваясь с водоцементной суспензией, образует грунтобетонную смесь, из которой формируется жёсткий элемент ВЭ цилиндрической формы, дополнительно уплотняющий окружающий его грунт геомассива.

Существенная неопределённость работы таких анизотропных ВА-оснований под нагрузкой накладывает значительные ограничения на их изучение традиционными экспериментальными и теоретическими методами, которые не позволяют учитывать все компоненты реальной системы ВА-основания в различных диапазонах напряжения (в т.ч. трение и сцепление между крупными жёсткими элементами и включающей их средой, эквивалентные свойства армированного основания и др.). В связи с этим в нормах (ТНПА) и теоретической литературе отсутствуют достаточно обоснованные методы проектирования ВА-оснований. Для решения таких задач наиболее эффективны численные методы на базе программных комплексов (ПК), реализующих метод конечных элементов (МКЭ), верифицированных для задач механики деформируемого твёрдого тела, позволяющих разработать метод расчёта ВА-оснований, не имеющих в настоящее время точных аналитических решений традиционными способами, часто опирающихся на эмпирические данные и использующих упрощённые (неточные) расчётные схемы (модели) основания.

Однако, несмотря на большой потенциал численных методов (МКЭ) и наличие программных комплексов, количество работ по моделированию многокомпонентных сред разной жёсткости, применительно к ВА-основаниям, незначительно. В связи с этим цель работы – повышение точности расчётов ВА-оснований, при выполнении которой решались следующие задачи:

1) разработка метода численного моделирования эксперимента и проведение на его основе исследований по оценке влияния на напряжённо-деформированное состояние (НДС) комбинированного основания (геомассива), свойств реальных армирующих вертикальных элементов с учётом их параметров (размеров, шага, процента армирования, материала ВА-грунта и др.) в зависимости от величины нагрузки и технологии изготовления;

2) верификация полученных данных численного эксперимента в натурных производственных условиях и разработка на их основе более точного и надёжного, по сравнению с существующими, метода проектирования и устройства ВА-оснований (геомассивов).

Основная часть. 1. Характеристика объекта исследований. По итогам ранее выполненных исследований ВА-оснований традиционными натурными лабораторными и полевыми методами установлено следующее⁵ [1–6].

1. ВА-геомассив работает не как свайное, а как упрочнённое армоэлементами комбинированное грунтовое основание, имеющее эквивалентные свойства (ρ_s , φ_s , c_s , E_s), превышающие характеристики исходного неармированного грунта (например, для модуля деформации E_0 , как правило, не менее, чем в 2–3 раза); обладает по отношению к нему ярко выраженной прочностной деформационной анизотропией и наличием арочного эффекта, что также повышает эквивалентные характеристики ВА-основания (геомассива).

2. Разрушение геомассива ВА при предельной нагрузке происходит по следующим схемам:

а) от выпора из-под фундамента грунта буферной подушки, если её мощность больше предельной толщины $h_{tb} \geq 0,75b$ (где b – ширина фундамента) или $E_0 \leq 25$ МПа;

б) от проскальзывания (задавливания) армоэлементов относительно естественного вмещающего грунта при нагрузках на основание более критических $p_0 \geq 0,8R$ и отсутствии или недостаточной толщине буферного слоя (R – расчётное сопротивление вмещающего грунта, p_0 – дополнительное давление на геомассив);

в) от потери устойчивости геомассива по явно выраженным условно прямолинейным (аппроксимированным) плоскостям скольжения под углом $\alpha^{6,7}$.

Анализ собственных результатов и данных литературных источников экспериментальных натурных исследований показывает⁸ [2–6], что оценка механических характеристик неоднородного анизотропного основания, армированного ВЭ, связана с решением комплексной задачи, требующей учёта как соотношения жесткостей, свойств материалов армоэлементов и вмещающего исходного грунта, так и условий контакта между ними (сил трения, сцепления). Исходя из цели и задач настоящей работы (см. введение), разработан метод моделирования эксперимента и проведено исследование влияния на НДС комбинированного ВА-основания (геомассива) реальных свойств и количества армирующих вертикальных элементов (ВЭ) в нём с учётом их реальных параметров (шага, процента армирования), нагруженного распределённой вертикальной нагрузкой от плитного фундамента. При этом геомассив в разработанном методе рассматривается как единое комбинированное основание, где вмещающий исходный грунт и армирующие элементы работают совместно, что позволяет не рассматривать жёсткие включения отдельно (как сваи).

⁵ См. сноски 2, 3.

⁶ Р 1.02.133-2014. Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2014. – 28 с.

⁷ См. сноску 3.

⁸ См. сноски 2, 3.

В качестве основных, варьируемых при планировании эксперимента факторов модели приняты (по данным натуральных опытов) следующие (таблица 1).

Таблица 1. – Факторы планирования эксперимента

Параметры функций отклика	Уровни выравнивания параметра			Интервал ΔZ
	-1	1	+1	
Z_1 – модуль деформации исходного вмещающего грунта E_0 , МПа	5	(7,5...10)	(10...15)	2,5...5
Z_2 – процент армирования исходного вмещающего грунта μ , %	(1...5)	20	40	20

Поставленная задача реализуется посредством численного моделирования испытаний эквивалента реального натурального ВА-основания и аппарата механики грунтов для их анализа.

Сущность разработанного метода численного моделирования эксперимента заключается в создании математической модели типового объёма основания-солида, повторяющего все фактические параметры реального объёма (конструкцию фундамента, ВЭ, процент армирования μ , характеристики их материалов и вмещающего грунта: γ_0 , φ_0 , c_0 , E_0) в объёмной постановке условных координат (x , y , z).

Рассмотрены наиболее распространённые в Республике Беларусь типы оснований из песчаных (песок: мелкий, средний) и глинистых (супесь, суглинок) реальных грунтов [8], нагруженных плитой фундамента через распределительную гравийно-песчаную подушку армированных абсолютно жёсткими элементами из набивных грунто-бетонных свай уплотнения с $\mu = (0, 5, 10, 20, 30, 45)\%$.

Численное моделирование эксперимента для каждого варианта типовой модели-солида с соответствующим процентом армирования μ производится при постоянных напряжениях σ_z на боковых гранях заданной расчётной области (см. ниже допущения и предпосылки) и возрастающими главными напряжениями σ_1 при вертикальной нагрузке на основание фундамента P от 0 до 0,6 МПа. По результатам испытаний для каждого варианта типового геомассива определяется его НДС, прочность, осадки, по которым расчётом с использованием соответствующих формул механики грунтов находятся эквивалентные характеристики φ_z , c_z , E_z .

Численное (математическое) моделирование НДС проведено для условного типового фрагмента плитного фундамента на ВА-основании с использованием реальных грунтов белорусского региона и характеристик материалов (бетона, ВЭ, фундамента), принятых по нормам^{9, 10, 11} и согласно [8], с использованием программного комплекса для персонального компьютера MIDAS GTS NX, реализующего метод конечных элементов (МКЭ) в объёмной постановке, и с учётом следующих допущений и предпосылок:

- расчётная область (геотехническая модель) основания принята по ширине, равной $5b$, по глубине, от низа подошвы плиты, равной H_c (рисунок 1), где b – ширина фрагмента плиты, H_c – глубина сжимаемой зоны, определяемой по нормам¹².
- исходный вмещающий грунт основания моделируется объёмными элементами с применением упругой идеально пластической модели грунта по критерию текучести Кулона-Мора с сеткой конечных элементов (КЭ), разряженной к краям расчётной области;
- жёсткие элементы (набивные сваи уплотнения) приняты по технологии^{13, 14} круглого сечения, диаметром 200–600 мм, длиной 5–6 м, и моделируются стержневыми элементами;
- интенсивность давления на ВА-основание от плитного фундамента принята в соответствии с рекомендациями таблицы 4 ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» – $P = (0,1-0,6)$ МПа;
- характеристики материалов (грунт, армозаготовки, фрагмент плиты) в геотехнической модели приняты реальные для белорусского региона по данным норм¹⁵;
- контакт грунта с армозаготовками: трение сцепления, оценивается коэффициентом трения $\tan \varphi_z$, где φ_z – эквивалентный угол внутреннего трения грунта, град;
- граничные условия: отсутствие перемещений по боковым и нижней граням принятой расчётной области $5b \times 5l \times H_c$, где b и l – ширина и длина фрагмента плиты, H_c – глубина сжимаемой зоны (см. рисунок 1);
- конечно-элементная сетка разряжена к краям расчётной области и в глобальной системе координат имеет три степени свободы в виде перемещений вдоль декартовых осей (x , y , z), что позволяет получить напряжения и деформации в конечных элементах фактического грунтового основания (геомассива);

⁹ П19-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотнённым основанием. – Минск: РУП «Минсктиппроект», 2006. – 88 с.

¹⁰ СП 5.03.01-2022. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2022. – 244 с.

¹¹ ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2007. – 144 с.

¹² См. сноску 11.

¹³ См. сноски 9, 11.

¹⁴ См. сноску 3.

¹⁵ См. сноски 9–11.

– грунтовое основание, вмещающее жёсткие ВЭ, моделируется объёмными трёхмерными конечными элементами (КЭ) в виде тетраэдров, пентаэдров и гексаэдров, позволяющими в расчётах учесть геометрическую нелинейность и нелинейность свойств материалов.

Численные исследования выполнены для условного типового геомассива с обобщёнными реальными свойствами грунтовой вмещающей среды, материала фрагмента плиты фундамента и ВЭ, принятых по результатам их расчётов согласно нормам¹⁶:

- для ВЭ из грунтобетона: удельный вес $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$; модуль упругости $E_y = (15\text{--}23) \cdot 10^6 \text{ кПа}$; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$;
- для фрагмента железобетонной плиты фундамента $\gamma_{m,\phi} = 20 \text{ кН/м}^3$; $E_y = 32\,500\,000 \text{ МПа}$; $\nu = 0,3$;
- для вмещающей среды – исследованы наиболее распространённые в белорусском регионе [8] пески (мелкие, средние) и глинистые грунты (супесь, суглинок) со следующими характеристиками, принятыми по нормам¹⁷ (приложение Б): удельный вес γ_o , кН/м^3 ; общий модуль деформации E_o , кПа ; коэффициент Пуассона ν ; удельное сцепление c , кПа ; угол внутреннего трения ϕ , град.

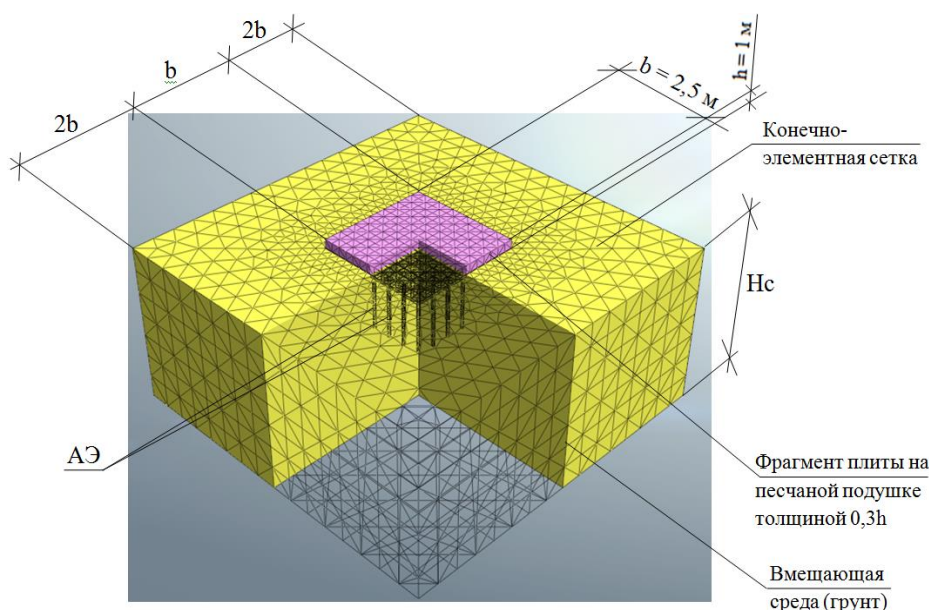


Рисунок 1. – Расчётная область (модель) объекта исследований с сеткой конечных элементов (КЭ)

2. Результаты численного эксперимента (исследований) и их анализ. Итоговые результаты работы на примере одной из тестовых задач численного моделирования ВА-геомассива из наиболее распространённого в белорусском регионе песка среднего $\gamma_{m,n} = 17,2 \text{ кН/м}^3$ (остальные исходные характеристики – в таблице 2), к поверхности которого приложена равномерно распределённая нагрузка от фрагмента массивного плитного фундамента интенсивностью $0,15 \text{ МПа}$ в уровне его подошвы, даны в таблице 2 и на рисунках 2–4.

Таблица 2. – Итоговые результаты численного эксперимента. ВА-основание из песка среднего с исходным модулем $E_o = (7,5\text{--}10) \text{ МПа}$, тесты 7–12 при $\mu = (0\text{--}40)\%$

Номер теста	Процент армирования ВА-основания грунтобетонными ВЭ с μ_a , %	Количество вертикальных армоэлементов ВЭ, шт., в пределах контура фрагмента плиты	Среднее давление под подошвой фрагмента плиты p_m , МПа	Конечная осадка фрагмента плиты S_{max} , мм, согласно данным моделирования	Напряжения в плите σ_{max} , МПа	Эквивалентный модуль деформации $E_{экв}$, МПа, при исходном $E_o = 10 \text{ МПа}$ песка с учётом его уплотнения ВЭ*
7	0	0	0,15	92	0,624	10,00
8	5	8	0,15	81	0,658	16,67
9	10	16	0,15	77	0,659	17,53
10	20	31	0,15	76	0,661	17,76
11	30	45	0,15	78	0,669	17,31
12	40	60	0,15	80	0,679	16,88

Примечание. *Исходный модуль деформации вмещающего песка среднего – $E_{0,sp} \leq 7,5 \text{ МПа}$ до уплотнения грунта ВЭ (сваями) и $\approx (10\text{--}12) \text{ МПа}$ после уплотнения (ВЭ); модуль упругости грунтобетона $E_y = 15 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ для его оптимальной смеси и $10 \cdot 10^3$ – для неоптимальной по нормам¹⁸.

¹⁶ См. сноски 6, 9–11.

¹⁷ См. сноску 11.

¹⁸ См. сноску 11.

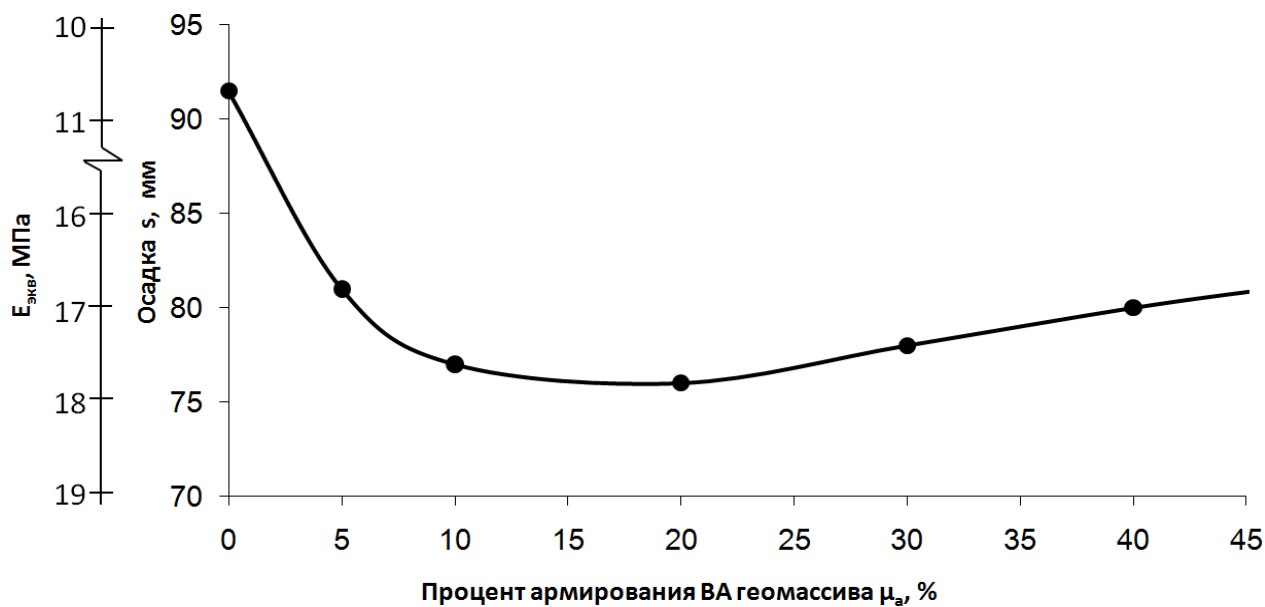


Рисунок 2. – Изменение величин осадки s и эквивалентного модуля деформации $E_{экв.min}$ ВА-геомассива из песка среднего в зависимости от процента его армирования μ_a , тесты 7–12

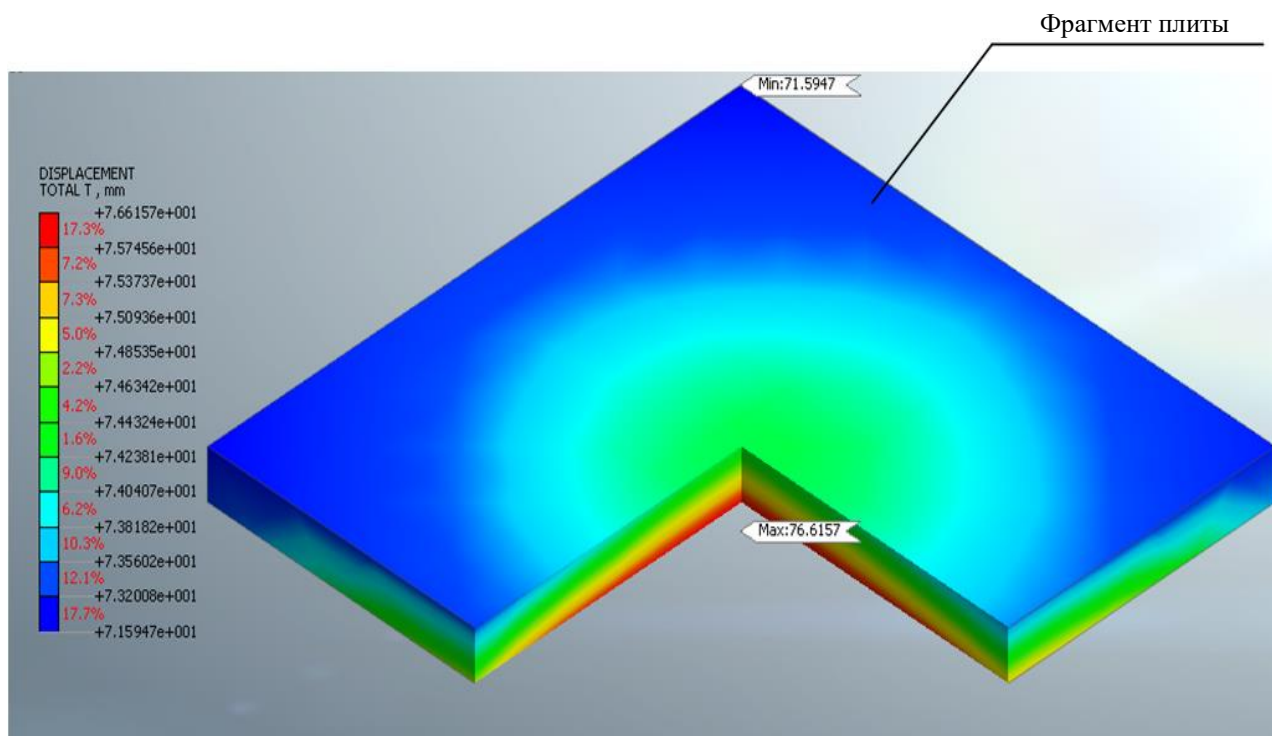


Рисунок 3. – Результаты КЭ расчётов. Эпюра осадок под фрагментом плиты, максимальное смещение $s = 76,62$ мм (тест 9 (размеры модели $(13 \times 13 \times 8 H_c)$ м, размеры фрагмента плиты $(2,5 \times 2,5 \times 1h)$ м, вертикальное армирование 10% от объёма вмещающего грунта из песка среднего; распределённая нагрузка на ВА-основание $p_0 = 0,15$ МПа)

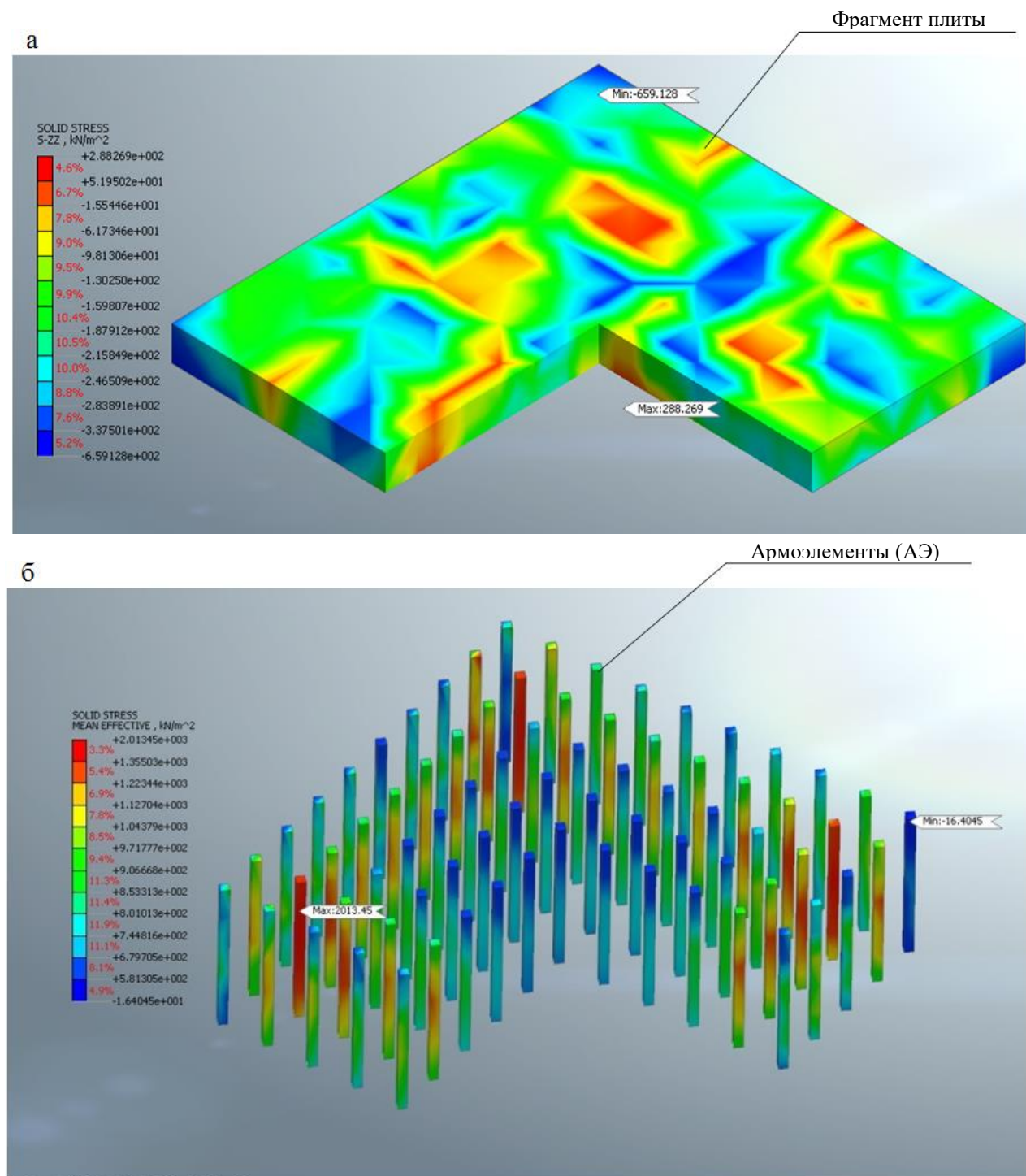


Рисунок 4. – Результаты КЭ расчётов: а – эпюра напряжений в плите ($\sigma_{\max} = 659$ МПа); б – эпюра напряжений в жёстких армозлементах ВЭ (тест 9 (размеры модели $13 \times 13 \times 8$ Hc) м, размеры фрагмента плиты $(2,5 \times 2,5 \times 1h)$ м, вертикальное армирование 10% от объёма вмещающего грунта из песка среднего; распределённая нагрузка на ВА-основание $p_0 = 0,15$ МПа)

2.1. Анализ результатов численного эксперимента. Анализ данных выполненных исследований показал следующее.

1. Армogruntовый массив (геомассив) является сложной механической структурой, состоящей из двух основных компонентов: исходного вмещающего грунта пониженной прочности и внедрённых в него крупных жёстких линейных вертикальных (в т.ч. горизонтальных или дисперсных) армирующих элементов с эквивалентными характеристиками прочности (φ , c) и деформативности (E_s), которое имеет следующие виды контактного взаимодействия друг с другом:

а) бесконтактное, если исходные деформативные и прочностные характеристики вмещающего грунта находятся в пределах: $E_0 \leq (5-7,5)$ МПа, $\varphi_0 \leq 17^\circ$. Армирование таких грунтов **нецелесообразно**, т.к. не приведёт к их упрочнению без дополнительного уплотнения;

б) сдвиговой контакт, как правило в песках, если $E_o \geq (7,5-10)$ МПа, $\varphi_o > 17^\circ$; $e_o \leq (0,7-0,8)$, взаимодействие ВЭ с грунтом только за счёт трения ($\operatorname{tg} \varphi_o$);

в) вязкий контакт, как правило в глинистых грунтах, при $E_o \geq 7,5$ МПа, $\varphi_o \geq 17^\circ$, $e_o \leq 0,75$, взаимодействие ВЭ с грунтом за счёт как трения ($\operatorname{tg} \varphi_o$), так и сцепления (c_o).

2. Интегральным критерием эффективности ВА-геомассива является объём (процент) армирования μ , %, который определяет такие производные его параметры, как количество (n), диаметр ($\varnothing$) и шаг (a) ВЭ.

3. В зависимости от величины μ геомассив может находиться в трёх фазовых состояниях:

Фаза 1 соответствует первому виду контактов между ВЭ и грунтом по перечислению «а») в п.1, случай $\mu \leq \mu_{\min}$, когда $E_o \leq (5-7,5)$ МПа или концентрация критической массы ВЭ меньше минимальной, при которой эквивалентные характеристики геомассива не отличаются от свойств вмещающего грунта.

Фаза 2 при $\mu_{\min} < \mu \leq \mu_{\text{опт}}$ и контактах по перечислениям «б), в») п.1, когда параметры (μ , $\varnothing$, n , a) имеют свой экстремум (оптимальные значения). Так, при $\mu = (20-50)\%$ прочностные и деформационные характеристики геомассива повышаются на 25 (30)% (значение в скобках – для глинистых грунтов).

Фаза 3 при $\mu > \mu_{\text{опт}}$, когда параметры (μ , $\varnothing$, n , a) **снижаются**, пройдя свой экстремум, несмотря на увеличение объёма (процента) армирования ВЭ.

4. Результаты численного моделирования ВА-геомассива подтвердили результаты лабораторных и полевых исследований¹⁹ [5–6] и теоретического решения автора [9], в частности: механизм работы контактов по п.1 меняется в зависимости от степени уплотнения исходного вмещающего грунта внедряемыми в него ВЭ и в процессе его загрузки внешней нагрузкой;

5. Максимальная эквивалентная прочность ВА-геомассива (φ_s) и жёсткость (E_s) зависят от свойств исходного вмещающего грунта, процента его армирования (μ , n), жёсткости ВЭ (E_{ap}).

Увеличение эквивалентных параметров ВА-геомассива происходит только при $\mu_{\min} < \mu \leq \mu_{\text{max}}$: свойства упрочнения (φ_s , E_s) ВА-геомассива (в зависимости от свойств исходного грунта) имеют максимальный экстремум при $\mu_{\text{опт}} = (30-50)\%$ ВЭ, а жёсткости (E_s) и деформативности (s_s) – при $\mu_{\text{max}} = (20-40)\%$ ВЭ, после чего **снижаются, независимо от увеличения μ** (см., например, таблицу 2 и рисунок 2).

При этом следует отметить, что повышение прочности грунта не зависит от формы и расположения ВЭ в основании, а только от расстояния (шага) между ними, оптимальная величина которого прямо пропорциональна диаметру (d) и в зависимости от свойств вмещающего грунта составляет $\alpha_{\text{опт}} = (3-5) d$ на 1 м², (100 м²) ВА-геомассива.

Увеличение жёсткости материала армозащитных ВЭ (E_{ap}) влияет на жёсткость ВА-геомассива, только если величина жёсткости ВЭ не менее, чем в 100 раз, выше жёсткости вмещающего грунта E_o , т.е. $E_{ap \min} \geq (500-1000)$ МПа. В то же время дальнейшее увеличение жёсткости E_{ap} не приводит к увеличению E_s геомассива. В связи с этим в расчётах геомассивов следует использовать минимальное значение $E_{ap \min} \approx 1000$ МПа.

6. При предельной нагрузке на ВА-геомассив от фундамента максимальные напряжения, как правило, имеют место в верхней трети ВЭ, а для расположенных в центральной части фрагмента плиты и в угловых ВЭ, как правило, по всей их длине. Например, для тестового испытания 9 (см. рисунок 4) при нагрузке 0,15 МПа напряжения достигают 2,397 МПа.

Заключение. По итогам моделирования численного эксперимента НДС вертикально армированного основания (ВА-геомассива) для фрагмента плитного фундамента с использованием реальных нагрузок, свойств материалов и грунтов, наиболее распространённых на территории белорусского региона, можно сделать следующие выводы и предложения.

1. Разработан метод численного моделирования основания плитного фундамента из ВА-геомассива, армированного крупными жёсткими элементами (ВЭ) в виде свай уплотнения, на основе которого выполнены экспериментальные исследования его НДС с использованием реальных нагрузок, свойств материала фундамента, ВЭ и вмещающих грунтов, наиболее распространённых на территории белорусского региона.

2. В процессе исследования получены и проанализированы данные о НДС плиты, армозащитных ВЭ и ВА-основания (геомассива) в зависимости от процента его армирования $\mu_a = (0, 5, 10, 20, 30 \text{ и } 40)\%$ (см. раздел 2 статьи).

Установлено, что на свойства ВА-оснований наибольшее влияние оказывают μ_a и производные от него параметры: диаметр ВЭ (d) и расстояние (шаг – a) между ними, которые имеют свой минимальный и максимальный экстремумы (см. таблицу 2, рисунок 2). Оптимальный процент (экстремум) $\mu_{\text{опт}}$ возникает, когда взаимодействие вмещающего грунта с ВЭ имеет контакты типа 1 б) и 1 в) (см. подраздел 2.1), составляет $\mu_{\min} \leq \mu_{\text{опт}} \leq \mu_{\max}$, и его параметры – диаметр ВЭ (d) и шаг (a) – оказывают наибольшее влияние на свойства ВА-основания. Вертикальное армирование (ВА) нецелесообразно за пределами значений $\mu_{\min}$ и $\mu_{\max}$. Максимальные прочностные и деформативные показатели ВА-основания находятся в пределах $a_{\text{опт}} = (3-5) d$. $\mu_{\text{опт}} \approx (25-35)\%$. В случае их превышения эквивалентные характеристики геомассива снижаются, несмотря на увеличение объёма армирования (см. рисунок 2).

3. Результаты моделирования верифицированы посредством сравнения с инженерно-практическим (аналитическим) методом расчёта²⁰ и опытными данными²¹ [5]. Отклонение по величине осадки s , рассчитанной по указанным методам, составляет не более 20%, что не превышает погрешности указанных методов.

¹⁹ См. сноски 2, 3.

²⁰ См. сноски 9–13.

²¹ См. сноску 3.

4. Полученные результаты исследований позволили уточнить существующие инженерные методы определения эквивалентных свойств армированных грунтов и разработать более точный метод расчёта ВА-геомассивов по сравнению с инженерными и эмпирическими подходами. Предлагаемые методы включены в нормативно-технические документы (ТНПА)^{22, 23}.

ЛИТЕРАТУРА

1. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта. – М.: Стройиздат, 1989. – 280 с.
2. Мирсояпов И.Т., Мустакимов В.Р. Исследование прочности и деформируемости просадочных грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами // Тр. междунар. конф. по геотехнике «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчёта и инженерная практика». – 2005. – Т. 2. – С. 40–45.
3. Армирование грунтового основания 16-ти этажного жилого дома жесткими вертикальными стержнями / Л.В. Нуждин, В.П. Писаненко, А.А. Гензе и др. // Известия «Строительство». – 2002. – № 3. – С. 141–146.
4. Перов В.П., Перов С.В. Из практики использования укрепления оснований жёсткими элементами из набивных свай в раскатанных скважинах // Вопросы проектирования и устройства надземных и подземных конструкций зданий и сооружений: сб. тр. / Под ред. Р.А. Мангушева. – СПб., 2018. – С. 85–92.
5. Кравцов В.Н., Якуненко С.А., Лапатин П.В. Исследование вертикально-армированных оснований плитных фундаментов грунтобетонными микросваями и апробации их результатов в производственных условиях // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Стр.-во. Прикладные науки. – 2015. – № 16. – С. 40–47.
6. К вопросу определения приведенных деформационных характеристик армированных жёсткими вертикальными элементами грунтовых оснований / В.А. Легенченко, В.Г. Шаповал, А.В. Шаповал и др. // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць / Полтавський нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка; редкол.: С.Ф. Пічугін (гл. ред.) и др. – Полтава, 2013. – С. 232–236.
7. Токин А.Н. Фундаменты из цементогрунта. – М.: Стройиздат, 1984. – 184 с.
8. Колпашников Г.А. Инженерная геология: учеб. пособие. – Минск: УП «Технопринт», 2004. – 134 с.
9. Кравцов В.Н. Аналитическая оценка эквивалентных свойств грунтов, упрочнённых крупными включениями (армоэлементами) // Будівельні конструкції. – 2016. – № 83 (1). – С. 284–291.

REFERENCES

1. Dzhouns, K.D. (1989). *Sooruzheniya iz armirovannogo grunta [Earth Reinforcement and Soil Structures]*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
2. Mirsoyapov, I.T. & Mustakimov, V.R. (2005). Issledovanie prochnosti i deformiruемости prosadochnykh gruntovykh osnovanii, armirovannykh vertikal'nymi elementami. *Tr. mezhdunar. konf. po geotekhnike «Vzaimodeystvie sooruzhenii i osnovanii: metody rascheta i inzhenernaya praktika»*, 2, 40–45. (In Russ.).
3. Nuzhdin, L.V., Pisanenko, V.P., Genze, P.A., Kuznetsov, A.A., Karaulov, A.M., Nuzhdin, M.L. & Stupnikov, V.A. (2002). Armirovanie gruntovogo osnovaniya 16-ti etazhnogo zhilogo doma zhestkimi vertikal'nymi sterzhnyami. *Izvestiya vuzov «Stroitel'stvo»*, (3), 141–146. (In Russ.).
4. Perov, V.P. & Perov, S.V. (2018). Iz praktiki ispol'zovaniya ukrepleniya osnovanii zhestkimi elementami iz nabivnykh svai v raskatannykh skvazhinakh [Practical experience of using the method of strengthening foundations with rigid elements made of in situ piles in rolled wells]. In R.A. Mangushev (Eds.) *Voprosy proektirovaniya i ustroystva nadzemnykh i podzemnykh konstruktssii zdaniy i sooruzhenii: sb. tr.* (85–92). S.-Petersburg: SPbGASU. (In Russ., abstr. in Engl.).
5. Kravtsov, V.N., Yakunenko, S.A. & Lapatin, P.V. (2015). Issledovanie vertikal'no-armirovannykh osnovanii plitnykh fundamentov gruntobetonnyimi mikrosvayami i aprobsatii ikh rezul'tatov v proizvodstvennykh usloviyakh [Research of vertical reinforced by soil-concrete micropiles slab foundations' ground bases and testing results in industrial practice]. *Vestn. Polots. gos. un-ta. Ser. F, Str-vo. Prikladnye nauki [Vestnik of Polotsk State University. Part F, Constructions. Applied Sciences]*, (16), 40–47. (In Russ., abstr. in Engl.).
6. Legenchenko, V.A., Shapoval, V.G., Shapoval, A.V., Shokarev, E.A. & Andreev, V.S. (2013). K voprosu opredeleniya privedennykh deformatsionnykh kharakteristik armirovannykh zhestkimi vertikal'nymi elementami gruntovykh osnovanii [To the question of definition of the provided deformation characteristics of the soil foundation reinforces by rigid vertical elements]. In S.F. Pichugin (Eds.) *Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo: zb. nauk. prats' [Academic journal. Industrial machine building, civil engineering]* (232–236). Poltava: PolNTU. (In Russ., abstr. in Engl.).
7. Tokin, A.N. (1984). *Fundamenty iz tsementogrunta*. Moscow: Stroiizdat, 1984. (In Russ.).
8. Kolpashnikov, G.A. (2004). *Inzhenernaya geologiya: ucheb. posobie*. Minsk: UP «Tekhnoprint».
9. Kravtsov, V.N. (2016). Analiticheskaya otsenka ekvivalentnykh svoistv gruntov, uprochnennykh krupnymi vklucheniymi (armo-elementami). *Budivel'ni konstruktssii*, 83(1), 284–291. (In Russ.).

Поступила 10.05.2023

²² См. сноски 6, 9–11.

²³ СП 5.01.01-2022. Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2022. – 147 с.

**RESEARCH OF PROPERTIES OF SLAB FOUNDATION BASIS
REINFORCED BY VERTICAL RIGID SOIL-CONCRETE ELEMENTS
WITH THE METHOD OF NUMERICAL SIMULATION OF THE EXPERIMENT**

V. KRAVTSOV¹⁾, S. EGHBALNIK²⁾, D. HRANTSKEVICH³⁾

(¹⁾Institute BelNIIS RUE, Minsk, ^{2), 3)}Belarusian National Technical University, Minsk)

This article presents results of numerical simulation of limiting conditions of the basic slab foundation, reinforced by vertical rigid soil-concrete elements (VE) from stuffed piles consolidation (geomassive) loaded with distributed loading and with the use of real (actual) geometrical and physical and mechanical parameters (materials of the base foundation, VE, soil) and natural conditions of its work. On the basis of the developed numerical settlement of geomassive is investigated the stressed and deformed stat (SDS) VR-basis, depending on their parameters: quantity of rigid reinforcing vertical elements (a step, percent of reinforcing), properties of materials, foundation, VE, containing ground); the analysis of experiment results is made. The obtained data of researches are used for working out of normative and technical documents (NTDA) on designing and constructing of vertically reinforced bases (geomassives).

Keywords: *vertically reinforced ground, rigid vertical elements from the piles, equivalent characteristics of the reinforced basis, reinforcing percent, soil-concrete, numerical simulation of experiment, SDS.*

УДК 624.159.1

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-32-37

МЕТОДИКА ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ВИБРОДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ, ПЕРЕДАВАЕМЫХ ЧЕРЕЗ ГРУНТОВУЮ СРЕДУ, И СПОСОБЫ ИХ УСТРАНЕНИЯ

канд. техн. наук, доц. **К.Э. ПОВКОЛАС**
(Белорусский национальный технический университет, Минск)
ORCID <https://orcid.org/0000-0003-4852-7891>

Предложена методика определения возможности повреждения строительных конструкций зданий и сооружений в случае передачи вибродинамических воздействий на них через фундамент от внешних источников вибраций. Суть методики состоит в определении максимальной скорости колебаний фундамента и грунта перед ним методом конечных элементов с последующим сравнением полученной величины с лимитируемой скоростью колебаний. На основании этого сравнения рассмотрено 4 возможных варианта: повреждения отсутствуют, появляются малозначительные, значительные или критические дефекты. В 3-х последних случаях выполняются мероприятия по виброзащите строительных конструкций. Рассмотрено 3 варианта виброизоляции, позволяющих снизить скорость вертикальных колебаний более чем на 80%: устройство горизонтального инерционного барьера в виде заглубленной бетонной плиты; устройство вертикального барьера в виде соприкасающихся буровых скважин, заполненных легкосжимаемыми материалами или обсаженных газонаполненными баллонами под давлением; комбинация указанных способов. Показано, что применение указанных способов виброизоляции позволяет избежать повреждения строений в случае превышения предельной скорости колебаний.

Ключевые слова: вибродинамические воздействия, строительные конструкции, повреждения, расчет, виброизоляция.

Введение. Актуальность исследования заключается в необходимости прогнозирования повреждений строительных конструкций и осадок фундаментов при воздействии на них вибраций, передаваемых через грунтовую среду. Данные воздействия широко распространены вблизи промышленных объектов, линий транспортной инфраструктуры и площадок строительства. Негативное влияние вибраций на строительные конструкции зданий и сооружений выражается в нарушении их эксплуатационной надежности вследствие появления дефектов, а также в развитии дополнительных динамических осадок. Для долгосрочного количественного прогнозирования изменения эксплуатационной пригодности зданий или сооружений от действия ж/д транспорта можно использовать методику, разработанную профессором Кудрявцевым И.А. [1] на основании данных многолетних наблюдений. Влияние транспортной вибрации на строительные конструкции зданий и сооружений рассматривается в работе [2], забивки свай – в [3]. Значительное влияние оказывает работа промышленных установок¹. Автором проведен ряд собственных исследований, данные которых приведены в статье [4]. Их сравнение с результатами исследований влияния вибраций на здания и сооружения, проведенных в различных странах², позволило выявить стандарт Великобритании, совпадающий с результатами инструментальных измерений вибраций, выполненных автором. Данный стандарт позволяет выделить зоны вероятных повреждений строительных конструкций вблизи источника вибраций – малозначительных, значительных или критических.

Целью работы является разработка методики прогнозирования повреждений зданий и сооружений путем построения математической модели на основе метода конечных элементов. В случае, если выявлена возможность появления дефектов, предложить и рассчитать вариант виброизоляции грунтовой среды.

Для реализации предлагаемой методики необходимо решить следующие задачи, отражающие ход решения проблемы обеспечения эксплуатационной надежности строительных конструкций зданий и сооружений при вибродинамических нагрузках, передающихся на них через грунтовую среду:

- 1) выполнить численное моделирование процесса распространения поверхностных волн вокруг точечного источника гармонических колебаний;
- 2) сравнить расчетные величины скорости вертикальных колебаний фундамента и грунта перед ним с предельными параметрами для выбранного типа здания;
- 3) в случае превышения предельных параметров колебаний подобрать и рассчитать оптимальную конструктивную схему виброизоляции грунтовой среды (вертикальная стена в грунте, горизонтальный бетонный барьер или их комбинация).

Применение вертикального барьера с использованием горизонтальных газонаполненных баллонов под давлением, присоединенных к сборным железобетонным плитам, для виброизоляции строений рассмотрено в работах³ [5]. Технология их устройства предполагает применение широко распространенного метода «стена в грунте»,

¹ Берлинов М.В. Основы комплексной оценки динамической работы строительных конструкций при вибрационных воздействиях промышленного оборудования: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. – М., 2005. – 302 л.

² ГОСТ Р 52892–2007. Вибрация и удар. Вибрация зданий. Измерение вибрации и ее воздействие на конструкцию. – М.: Стандартинформ, 2008. – 16 с.

³ Massarch K.R. Ground Vibration Isolation Using Gas Cushions // International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, USA, Luis, 11–15 March 1991. – USA, Missouri, Luis, 1991. – P. 1461–1470.

который требует наличия специализированного механизированного оборудования и значительной площади строительной площадки, а также сопровождается «мокрыми» процессами. Предлагаемый автором конструктивный вариант вертикального барьера выполняется из соприкасающихся вертикальных скважин, которые можно бурить при помощи малогабаритных станков и ручным буровым инструментом, что особенно важно в стесненных условиях городской застройки.

Идея использовать горизонтальный барьер на поверхности грунта для гашения поверхностных сейсмических волн в грунте приведена в работе [6]. Автором данной статьи рассмотрена объемная задача применительно к промышленной сейсмике для локальной виброизоляции отдельных строений и их частей от техногенных источников вибрации.

Применение данной методики рассмотрим на следующем примере. Вблизи одноэтажного однопролетного промышленного здания на расстоянии 9 м устанавливается фундамент под машину (к примеру, виброштамповочный стенд для изготовления строительных конструкций) с вертикальными гармоническими колебаниями частотой 25 Гц и амплитудой динамической нагрузки $P_d = 100$ кН. Несущие конструкции – монолитные колонны 400×400 мм и железобетонная балка покрытия пролетом 12 м. Фундаменты под колонны – плитные столбчатые с размерами подошвы 2000×2000 мм толщиной 0,5 м. Высота до низа стропильной конструкции 6 м. Ограждающие конструкции – сэндвич-панели. Покрытие – профнастил по стальным прогонам. Взаимное расположение поперечной рамы промздания и источника вибродинамических воздействий представлено на рисунке 1.

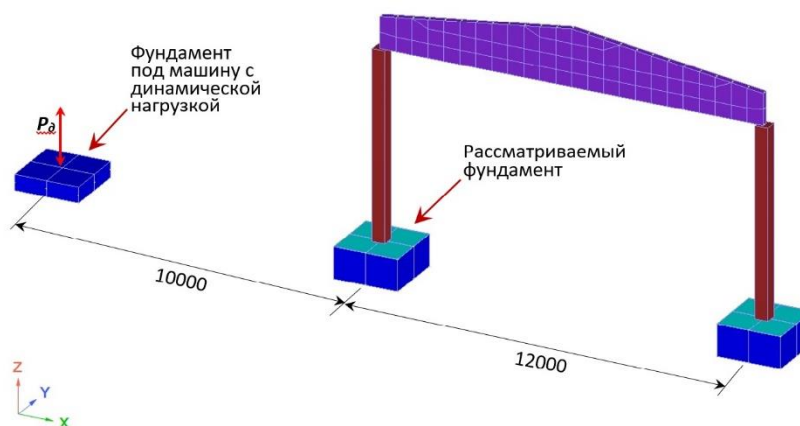


Рисунок 1. – Взаимное расположение здания и источника вибраций

Конечно-элементная схема смоделированного грунтового пространственного массива размерами 44×40 м высотой 23 м представлена на рисунке 2.

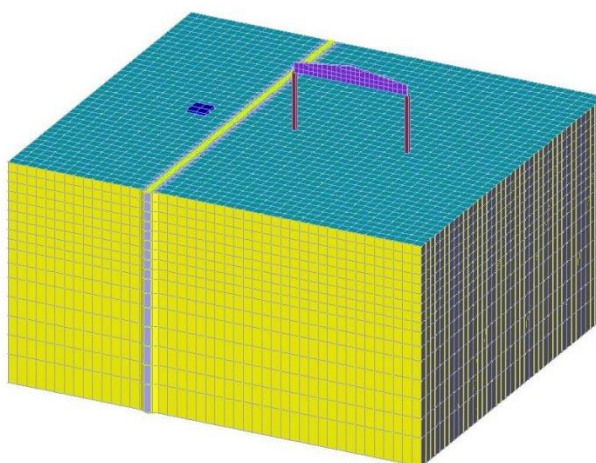


Рисунок 2. – Конечно-элементная схема грунтового пространственного массива

Расчет выполнялся в конечно-элементном расчетном комплексе Lira 10.8 с использованием элементов, моделирующих упругое инерционное полупространство. Общее количество конечных элементов составило 108 796, узлов – 85 269. Время интегрирования 0,5 с, шаг интегрирования 0,01 с. Для исключения отражения волны от боковых и нижней границ массива применялся оболочечный конечный элемент «неотражаемые границы».

Физико-механические свойства грунтового массива были приняты следующими:

- удельный вес грунта $\gamma = 20$ кН/м³;

- динамический модуль упругости $E_0 = 50$ МПа;
- коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$.

Результаты численного моделирования виброизоляции зданий и сооружений. По результатам расчета схемы без виброизоляции (см. рисунок 1) установлено, что максимальная величина скорости вертикальных колебаний фундамента 58,5 мм/с превышает предельную величину, при достижении которой возможно появление повреждений строительных конструкций. По нормативным документам⁴, принятым в ряде стран, это превышение составило: 17% для Великобритании, 216% для Германии, 146% для США, 292% для Норвегии.

С целью снижения вибродинамических воздействий было смоделировано 3 схемы виброизоляции грунтовой среды:

- устройство вертикального барьера глубиной 3 м в виде соприкасающихся буровых скважин диаметром 500 мм, обсаженных газонаполненными баллонами под давлением;
- устройство горизонтального инерционного барьера в виде заглубленной бетонной плиты шириной 5 м и глубиной 2 м между источником колебаний и поперечной рамой промздания;
- комбинация указанных схем.

Аналогичный подход в виброизоляции строительных конструкций можно использовать и при расположении технологического оборудования внутри промышленных зданий.

Геометрические параметры схемы виброизоляции с использованием вертикального барьера представлены на рисунке 3.

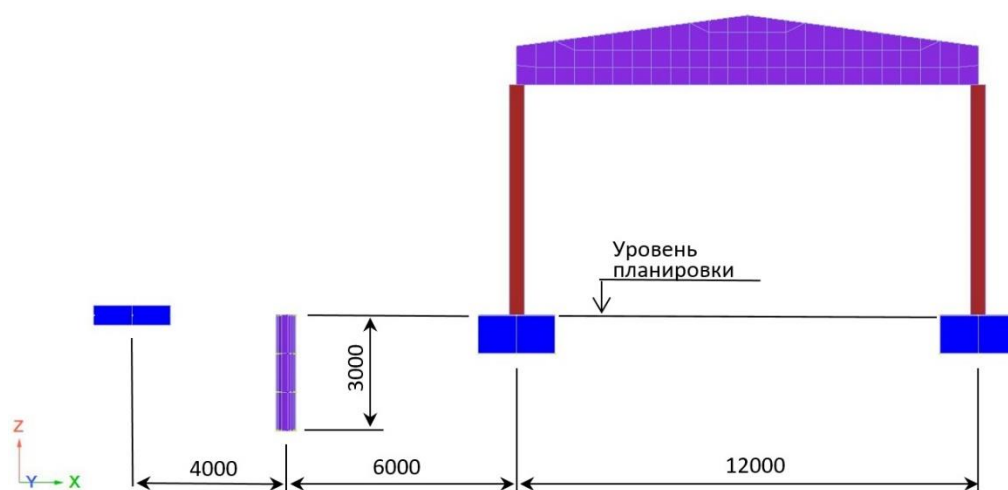


Рисунок 3. – Конечно-элементная схема с использованием вертикального барьера

При моделировании вертикального барьера скорость вертикальных колебаний фундамента составила 23,7 мм/с.

На рисунке 4 приведена расчетная схема виброизоляции с использованием горизонтального барьера.

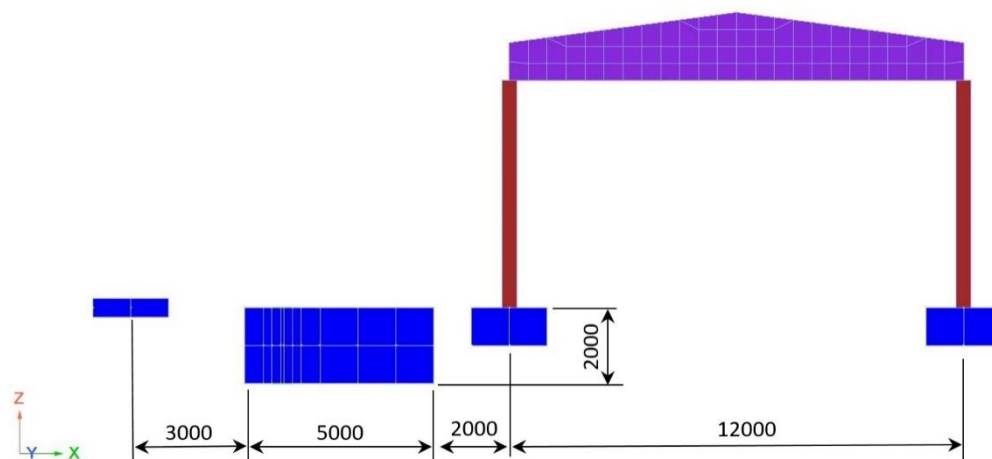


Рисунок 4. – Конечно-элементная схема с использованием горизонтального барьера

⁴ См. сноску 2.

По результатам расчета данного варианта виброизоляции скорость вертикальных колебаний фундамента составила 10,2 мм/с, что в 2,3 раза ниже, чем в случае применения вертикального барьера.

На рисунке 5 приведена комбинированная расчетная схема.

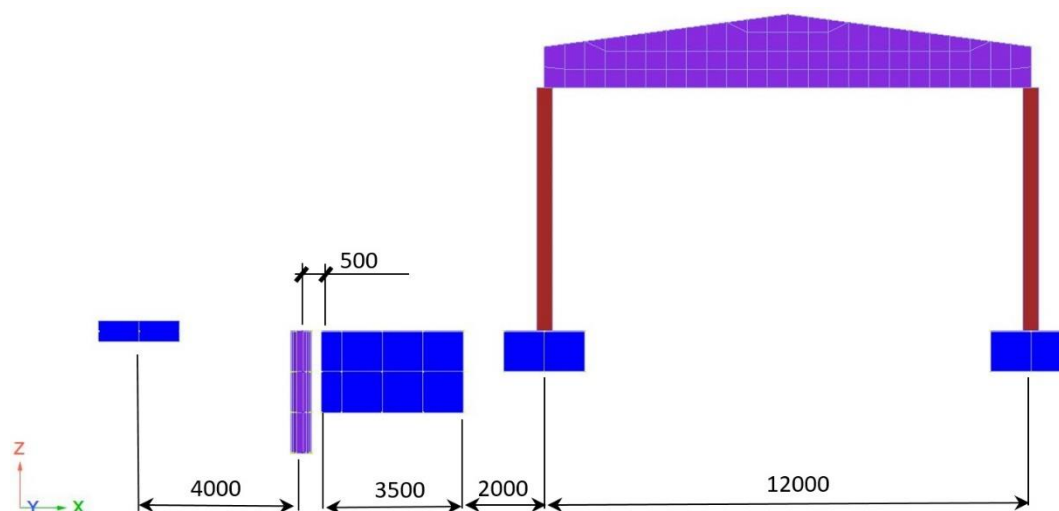


Рисунок 5. – Конечно-элементная схема с комбинацией вертикального и горизонтального барьеров

В этом случае скорость вертикальных колебаний существующего фундамента, наиболее близкого к источнику вибраций, составила 13,1 мм/с, что несколько больше, чем в варианте с горизонтальным инерционным барьером.

Все полученные данные сведены в таблицу 1.

Таблица 1. – Сравнение предельных величин вертикальных скоростей колебаний фундамента промышленного здания по нормам⁵ ряда стран с результатами расчетов

Страна	Предельные величины скорости вертикальных колебаний фундаментов промзданий, принятые в нормах ⁶ стран для частоты вынужденных колебаний 25 Гц, мм/с	Величина скорости вертикальных колебаний фундамента моделируемого промздания, мм/с (разница в % с предельными величинами)			
		Без виброизоляции	Вертикальный барьер	Горизонтальный инерционный барьер	Комбинация вертикального и горизонтального барьеров
Великобритания	50	58,5 (+17)	23,7 (-52,6)	10,2 (-79,6)	13,1 (-73,8)
Германия	27	58,5 (+216)	23,7 (-12,2)	10,2 (-62,2)	13,1 (-51,5)
США	40	58,5 (+146)	23,7 (-40,75)	10,2 (-74,5)	13,1 (-67,25)
Норвегия	20	58,5 (+292)	23,7 (+15,6)	10,2 (-49)	13,1 (-34,5)

Из представленных в таблице данных следует, что применение всех рассматриваемых схем виброизоляции приводит к значительному снижению скорости колебания столбчатого фундамента под колонну поперечной рамы промздания до безопасных величин, за исключением варианта использования вертикального 3-х метрового барьера в случае сравнения с нормами Норвегии. Здесь превышение составило 15,6%.

Для достижения положительного эффекта расчетная схема вертикального барьера была скорректирована. На 11-м участке вертикального барьера, по 5,5 м в стороны от линии, соединяющей источник вибраций и фундамент-приемник колебаний, глубина вертикального барьера была увеличена с 3-х до 6 м (рисунок 6).

Величина скорости вертикальных колебаний фундамента моделируемого промздания при этом составила 9,94 мм/с и позволила снизить скорость колебаний на 80,12%, 63,19%, 75,15% и 50,3% соответственно по нормам Великобритании, Германии, США и Норвегии, практически исключив вероятность повреждения строения.

⁵ См. сноску 2.

⁶ См. сноску 2.

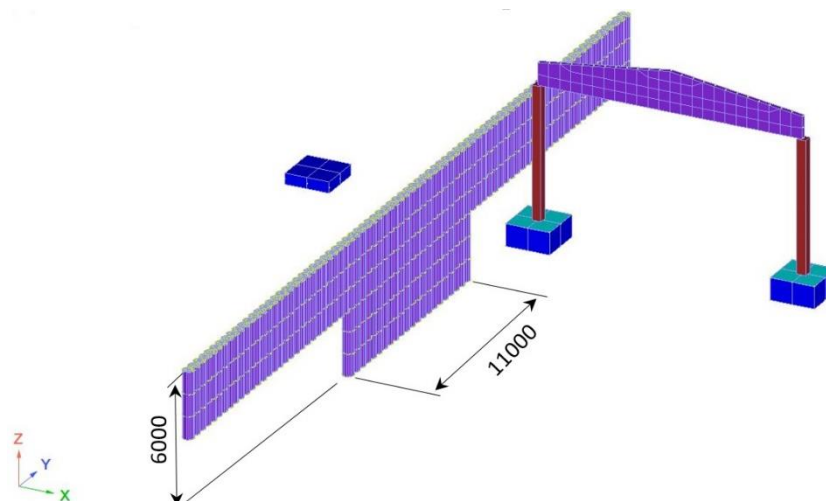


Рисунок 6. – Конечно-элементная схема с вертикальным барьером переменной глубины

Для количественной оценки передачи колебаний от грунта фундаменту введем понятие коэффициента передачи K , который определяется по формуле:

$$K = \frac{A_{f\max}}{A_{g\max}},$$

где $A_{f\max}$ – максимальное вертикальное перемещение фундамента;

$A_{g\max}$ – максимальное вертикальное перемещение поверхности грунта при отсутствии фундамента, на месте его последующего размещения.

Коэффициент K является важной характеристикой для прогнозирования колебаний фундамента проектируемого здания в случае, когда известна карта вибрационных полей в пятне застройки.

Величина коэффициента передачи колебаний K по данным расчета составила:

- 0,9 при отсутствии виброизоляции;
- 0,84 при использовании вертикального барьера глубиной 3 м;
- 0,9 при применении горизонтального барьера шириной 5 м;
- 0,97 при комбинации вертикального и горизонтального барьеров;
- 0,91 при увеличенной до 6 м глубине вертикального барьера.

Несомненным достоинством вертикального барьера из соприкасающихся буровых скважин, заполненных геопеной или баллонами под давлением, является возможность его устройства с использованием малогабаритных станков в стесненных условиях, в том числе и внутри здания. Его можно выполнять в непосредственной близости от изолируемого фундамента, установив давления в баллонах равными действующим горизонтальным напряжениям в грунте. Изготовление горизонтального инерционного барьера в виде заглубленной бетонной плиты, которая, хотя и проста в изготовлении, требует определенного пространства, значительного расхода бетона и объема механизированных земляных работ.

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Предложена методика прогнозирования повреждений конструкций зданий и сооружений при вибродинамических воздействиях, передаваемых через грунтовую среду. Разработаны способы виброизоляции, позволяющие обеспечить эксплуатационную надежность строений.

2. Наиболее эффективными техническими решениями, обеспечивающими снижение уровня колебаний до допустимого, являются вертикальный барьер из соприкасающихся скважин, обсаженных газонаполненными баллонами под давлением, и горизонтальный барьер в виде заглубленной в грунт бетонной плиты. Их использование позволяет достичь снижения скорости вертикальных колебаний фундамента-приемника колебаний не менее чем на 80%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кудрявцев И.А. Влияние вибрации на основания и сооружения. – Гомель: БелГУТ, 1999. – 247 с.
2. Экспериментальная динамика сооружений. Мониторинг транспортной вибрации: моногр. / Е.К. Борисов, С.Г. Алимов, А.Г. Усов и др. – Петропавловск-Камчатский: КамчатГТУ, 2007. – 128 с.
3. Калужнюк М.М., Рудь В.К. Сваябойные работы при реконструкции. Влияние колебаний на здания и сооружения. – Л.: Стройиздат, 1989. – 160 с.

4. Повколос К.Э. Влияние вибродинамических воздействий на здания и сооружения // Эксперт: теория и практика. Сер. Стр-во и архитектура. – 2023. – № 1 (20). – С. 111–115. DOI: 10.51608/26867818_2023_1_111.
5. Массарч К.Р. Виброизоляция с использованием газонаполненных подушек // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2006. – № 10. – С. 176–191.
6. Кузнецов С.В., Нафасов А.Э. Горизонтальные сейсмические барьеры для защиты от сейсмических волн // Вестн. МГСУ. – 2010. – Вып. 4. – С. 131–134.

REFERENCES

1. Kudryavtsev, I.A. (1999). *Vliyanie vibratsii na osnovaniya i sooruzheniya*. Gomel: BelGUT. (In Russ.).
2. Borisov, E.K., Alimov, S.G., Usov, A.G., Lysak, L.G., Krylova, T.V. & Stepanova, E.A. (2007). *Eksperimental'naya dinamika sooruzhenii. Monitoring transportnoi vibratsii: monogr.* Petropavlovsk-Kamchatskii: KamchatGTU. (In Russ.).
3. Kalyuzhnyuk, M.M. & Rud', V.K. (1989). *Svaeboinye raboty pri rekonstruktsii. Vliyanie kolebaniy na zdaniya i sooruzheniya*. Leningrad: Stroiizdat. (In Russ.).
4. Povkolas, K.E. (2023). Vliyanie vibrodinamicheskikh vozeistvii na zdaniya i sooruzheniya [Influence of vibrodynamic effects on buildings and structures]. *Ekspert: teoriya i praktika. Ser. Str-vo i arkhitektura [Expert: theory and practice]*, 1(20), 111–115. (In Russ., abstr. in Engl.). DOI: 10.51608/26867818_2023_1_111.
5. Massarch, K.R. (2006). Vibroizolyatsiya s ispol'zovaniem gazonapolnennykh podushek. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitel'stvo*, (10), 176–191. (In Russ.).
6. Kuznetsov, S.V. & Nafasov, A.E. (2010). Gorizontallye seismicheskie bar'ery dlya zashchity ot seismicheskikh voln [Horizontal seismic barriers for protection from seismic waves]. *Vestn. MGSU [Vestnik MGSU]*, (4), 131–134. (In Russ., abstr. in Engl.).

Поступила 21.05.2023

**METHOD FOR PREDICTION OF DAMAGE TO BUILDING STRUCTURES OF BUILDINGS
AND STRUCTURES UNDER VIBRODYNAMIC IMPACTS TRANSMITTED
THROUGH THE GROUND ENVIRONMENT, AND WAYS TO ELIMINATE THEM**

K. POVKOLAS

(Belarusian National Technical University, Minsk)

A method for determining the possibility of damage to the building structures of buildings and structures in the case of transmission of vibrodynamic effects on them through the foundation from external vibration sources is proposed. The essence of the technique is to determine the maximum vibration speed of the foundation and the soil in front of it by the finite element method, followed by a comparison of the obtained value with the limited vibration speed. Based on this comparison, 4 possible options are considered: there are no damages, minor, significant or critical defects appear. In the last 3 cases, measures are taken to protect building structures from vibration. 3 variants of vibration isolation are considered, which allow to reduce the rate of vertical oscillations by more than 80%: installation of a horizontal inertial barrier in the form of a deepened concrete slab; installation of a vertical barrier in the form of adjoining boreholes filled with easily compressible materials or cased with gas-filled cylinders under pressure; a combination of these methods. It is shown that the use of these methods of vibration isolation makes it possible to avoid damage to buildings in case of exceeding the limiting speed of vibrations.

Keywords: vibrodynamic effects, building structures, damage, calculation, vibration isolation.

УДК 628.11(628.16)

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-38-46

УТОЧНЕННАЯ МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ «ЗАРЯДКИ» КИСЛОРОДОМ ВОДОВМЕЩАЮЩИХ ПОРОД В ПРОЦЕССЕ ВНУТРИПЛАСТОВОЙ ОБРАБОТКИ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Е.И. РАШКЕВИЧ¹⁾, канд. техн. наук В.Д. ЮЩЕНКО²⁾,
д-р физ.-мат. наук Е.К. МАКАРОВ³⁾, д-р физ.-мат. наук А.К. ДЕМЕНЧУК⁴⁾

^{1), 2)} Витебское областное коммунальное унитарное предприятие
водопроводно-канализационного хозяйства «Витебскоблводоканал»,

^{3), 4)} Государственное научное учреждение «Институт математики
Национальной академии наук Беларуси», Минск)

¹⁾selenapuko@gmail.com, ²⁾yuvd46@mail.ru, ³⁾jcm@im.bas-net.by, ⁴⁾demenchuk@im.bas-net.by

В статье описывается метод внутрипластовой технологии обработки подземных вод, условия моделирования процесса закачки воды в водовмещающую породу, а также анализ полученных математических уравнений.

Ключевые слова: технология и особенности метода внутрипластовой обработки подземных вод, моделирование процессов «зарядки» водовмещающих пород, анализ граничных условий.

Введение. В Республике Беларусь основным источником водоснабжения населенных пунктов являются подземные воды¹ [1]. Во многих случаях (по РБ – более 80%) наблюдается повышенная концентрация железа, которая может быть в сочетании с другими загрязняющими микроэлементами и веществами. Согласно требованиям СанПиН 10.124-99 РБ концентрация железа в воде питьевого качества должна быть не более 0,3 мг/дм³. Превышение этого уровня концентрации приводит к техническому и технологическому нарушению работы систем водоснабжения объектов и населенных мест, а также отрицательно влияет на здоровье человека.

В настоящее время наиболее распространенными методами удаления железа из подземных вод являются аэрационные и реагентные методы, осуществляемые на станциях или установках наземного исполнения ex-situ. Как правило, для крупных районных и областных населенных пунктов обработку воды ведут путем аэрации с последующим фильтрованием в безнапорных условиях. Наоборот, в малых населенных пунктах (деревни, села, агрогородки и отдельные объекты) практически везде используется напорный вариант [2].

Следует отметить, что фильтры нуждаются в периодической регенерации загрузки, поэтому необходимо использование соответствующего промывного оборудования и сооружений по сбору осадков.

Метод обезжелезивания воды непосредственно в водоносном пласте скважин in-situ в исполнении системы Subterra является более простым и экономичным, по сравнению с устройствами наземного исполнения^{2, 3} [1; 3], но пока мало изучен в Республике Беларусь. Сущность метода состоит в том, что в каждой отдельной скважине происходят все стадии внутрипластовой обработки подземных вод: закачка обогащенной кислородом воды в водоносный пласт, отстой для создания обширной окислительной зоны, первоначальная прокачка на рельеф местности в специально подготовленные места и последующая откачка в систему водоснабжения населенного пункта или объекта. То есть скважина одновременно является закачивающей и нагнетательной, причем эти стадии разделены друг от друга.

Коэффициент полезности использования метода внутрипластовой обработки подземных вод определяется как отношение объемов откачки в систему водоснабжения населенного пункта и закачки обогащенной кислородом воды в водоносный пласт. Считается, что при значениях коэффициента полезности более 3 применение этого метода целесообразно по сравнению со станциями в напорном варианте и наземном исполнении.

Основной стадией процесса является закачка обогащенной кислородом воды в водоносный пласт, от которой зависят все последующие. При этом происходит закрепление кислорода на породах пласта, что для краткости называют «зарядкой» пласта.

Г.М. Коммунаром⁴ [3] была предложена математическая модель процесса «зарядки» кислородом водовмещающих пород при закачке на основе процессов сорбции (адсорбции и хемосорбции). Эта модель достаточно подробно описана в главе 21 [3]. Однако при описании указанной модели не приводится ряд существенных промежуточных выкладок, что затрудняет ее практическое использование.

¹ Национальный статистический комитет Республики Беларусь. URL: <http://www.belstat.gov.by/ofitsialnaya-statistika/makroekonomika-i-okruzhayushchaya-sreda/okruzhayushchaya-sreda/sovmestnaya-sistema-ekologicheskoi-informatsii2/c-vodnye-resursy/c-3-vodopotreblenie/>.

² Кулаков В.В. 100 лет технологии очистки подземных вод от железа в водоносном горизонте (in situ) // Материалы 6-го междунар. конгр. ЭКВАТЭК-2004 «Вода: экология и технология» / г. Москва (1–4 июня 2004 г.). – Ч. 1. – М., 2004. – С. 173–174.

³ Коммунар Г.М. Внутрипластовая очистка подземных вод для целей водоснабжения: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.04. – М.: ВНИИ ВОДГЕО, 1987. – 39 с.

⁴ См. сноску 3.

В настоящей статье проведен детальный анализ математического аппарата модели Г.М. Коммунара, восстановлены недостающие выкладки и устранены обнаруженные неточности. В дальнейшем это позволит адаптировать основанные на рассматриваемой модели методики расчета коэффициента полезности использования метода внутриводной обработки подземных вод к применению для расчета систем водоснабжения малых населенных пунктов в Республике Беларусь.

В своих расчетах выделим основные рассматриваемые уравнения простой нумерацией, если имеются ссылки на математическую модель Г.М. Коммунара, то оставляем те же обозначения, например, формула 21.1 [3] и т.д.

Основные положения математической модели, предложенной Г.М. Коммунаром. Стадию «зарядки» водовмещающих пород кислородом обеспечивают процессы сорбции различных типов (адсорбции и хемосорбции). Центрами для сорбции кислорода могут быть ионы различных металлов, а также структурные элементы материалов водоносных слоев. Считается, что адсорбция кислорода является лимитирующей стадией при проведении реакций окисления ионов железа и образования его гидроксидов непосредственно в подземном пласте.

В работе [3, гл. 21] рассматривается два варианта протекания процессов сорбции: адсорбция по реакции 1-го порядка с конечной скоростью и мгновенная необратимая адсорбция. В настоящей работе мы анализируем только последний вариант.

В анализируемой модели предполагается, что весь объем закачанной воды в каждый момент времени размещается в цилиндре с высотой, равной мощности пласта, и осью, совпадающей с осью скважины. Предполагается также, что потоки воды внутри пласта в процессе закачки являются радиальными, т.е. направлены перпендикулярно оси скважины и от нее вдоль радиусов цилиндра.

В этих предположениях процесс «зарядки» кислородом водяного пласта описывается системой динамики адсорбции, которая является системой дифференциальных уравнений с частными производными и в случае мгновенной необратимой адсорбции имеет вид:

$$n_0 \frac{\partial C_{O_2}}{\partial t} + \frac{q_3}{r} \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} + \frac{\partial C_{\bar{O}_2}}{\partial t} = 0; \quad (1)$$

$$\frac{\partial C_{\bar{O}_2}}{\partial t} = C_{O_2}^* \delta(t - \lambda_0), \quad (2)$$

где t – время протекания процесса (ч), отсчитываемое от его начала;

r – расстояние от оси скважины (м);

n_0 – пористость водоносного пласта (объем пор в единице объема породы, безразмерная величина);

$C_{O_2} = C_{O_2}(t, r)$ – концентрация растворенного в воде кислорода в момент времени t на расстоянии r от оси скважины (мг/л);

$C_{\bar{O}_2}$ – концентрация адсорбированного на поверхности пород кислорода (мг/л);

$C_{\bar{O}_2}^*$ – предельная адсорбционная емкость пород по отношению к кислороду (мг/л);

$C_{O_{20}}$ – начальная концентрация растворенного в закачиваемой воде кислорода (мг/л).

q_3 – величина при закачке воды в пласт, определяемая по формуле:

$$q_3 = Q_3 / 2\pi M, \quad (3)$$

где M – мощность водяного пласта (м);

Q_3 – расход закачки (м³/ч);

$\delta(x)$ – дельта-функция Дирака;

λ_0 – момент наступления скачка концентрации кислорода $C_{O_2} = C_{O_2}(t, r)$ в точках на расстоянии r от оси скважины при мгновенной адсорбции кислорода, определяется по формуле:

$$\lambda_0 = \frac{(n_0 + \Gamma_{O_2})(r^2 - r_0^2)}{2q_3}, \quad (4)$$

где Γ_{O_2} – константа Генри адсорбции, определяемая по формуле:

$$\Gamma_{O_2} = \frac{C_{\bar{O}_2}^*}{C_{O_{20}}}, \quad (5)$$

где r_0 – радиус скважины (м).

Из уравнения (1) вытекает, что концентрация кислорода, растворенного в воде, исчисляется по отношению к объему воды, т.е. к объему пор.

Замечание 1. Концентрация адсорбированного кислорода исчисляется по отношению к геометрическому объему, т.е. сумме объемов пор и объема породы.

Система (1), (2) решается при начальном условии:

$$C_{O_2}(t=0, r \geq r_0) = C_{\bar{O}_2}(t=0, r \geq r_0) = 0 \quad (6)$$

и краевом условии:

$$C_{O_2}(t > 0, r = r_0) = C_{O_{20}}. \quad (7)$$

Этим условиям, согласно⁵, соответствует решение системы (1), (2), имеющее вид:

$$C_{O_2}(t, r) = C_{O_{20}} H(t - \lambda_0); \quad (8)$$

$$C_{\bar{O}_2}(t, r) = C_{\bar{O}_2}^* H(t - \lambda_0), \quad (9)$$

где $H(t - \lambda_0)$ – единичная функция, принимающая значение 1 при $t < \lambda_0$ и значение 0 при $t > \lambda_0$, см. формулы (21.9а) и (21.9б) указанной монографии.

Замечание 2. Обозначение $H(t)$ является стандартным для так называемой функции Хевисайда, принимающей значение 1 при $t > 0$ и значение 0 при $t < 0$.

В дальнейшем мы будем использовать данное обозначение в этом стандартном смысле, а для единичной функции, используемой в [3], введем обозначение $\bar{H}(t)$. Нетрудно проверить, что функции $\bar{H}(t)$ и $H(t)$ связаны соотношениями:

$$\bar{H}(t) = H(-t) = 1 - H(t). \quad (10)$$

Тогда решения (8) и (9) запишутся в виде:

$$C_{O_2}(t, r) = C_{O_{20}} \bar{H}(t - \lambda_0); \quad (11)$$

$$C_{\bar{O}_2}(t, r) = C_{\bar{O}_2}^* \bar{H}(t - \lambda_0). \quad (12)$$

Полученные решения в дальнейшем используются Г.М. Коммунаром как входная информация для модели внутрипластового обезжелезивания подземных вод, что в конечном итоге позволяет определить объем откачки W_0 в зависимости от принятого объема закачки W_3 и соответствующий коэффициент полезности использования метода внутрипластовой обработки подземных вод в каждом конкретном случае.

Необходимые сведения из теории уравнений в частных производных. Запишем общее уравнение в частных производных, частный вид которого используется для описания процессов адсорбции:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{a}{r} \frac{\partial u}{\partial r} = 0, \quad (13)$$

где a – некоторая положительная постоянная;

$u = u(t, r)$ – неизвестная скалярная функция двух независимых переменных t, r .

Следуя стандартным руководствам по теории уравнений в частных производных первого порядка [4], укажем подходы к нахождению общего решения данного уравнения.

Выполним замену независимой переменной r на s по формуле:

$$r^2 = s, \quad s > 0. \quad (14)$$

С учетом того, что

$$r = \sqrt{s}, \quad \frac{dr}{ds} = \frac{1}{2\sqrt{s}} = \frac{1}{2r},$$

найдем частную производную:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{\partial u}{\partial s} \frac{ds}{dr} = \frac{\partial u}{\partial s} 2r, \quad \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} = 2 \frac{\partial u}{\partial s}.$$

⁵ См. сноску 3, с. 219.

В результате исходное уравнение принимает вид:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + 2a \frac{\partial u}{\partial s} = 0, \quad (15)$$

где

$$u = u(t, s), \quad s = r^2.$$

Составим уравнение характеристик для полученного уравнения:

$$dt = -\frac{ds}{2a},$$

что является обыкновенным дифференциальным уравнением с разделенными переменными.

Поэтому общее решение уравнения характеристик дается формулой:

$$t - \frac{1}{2a}s = C, \quad (16)$$

где C – произвольная вещественная постоянная.

Тогда общее решение приведенного уравнения будет иметь вид:

$$u(t, s) = \Phi\left(t - \frac{1}{2a}s\right), \quad (17)$$

где Φ – произвольная дифференцируемая функция, которая в дальнейшем может определяться из начальных и краевых условий исходя из постановки конкретной задачи. Отсюда, возвращаясь к переменной r , находим общее решение исходного уравнения:

$$u(t, r) = \Phi\left(t - \frac{1}{2a}r^2\right). \quad (18)$$

Анализ математического аппарата модели Г.М. Коммунара. Ход решения системы (1), (2) с условиями (8), (9) в [3, гл. 21] описан лишь частично. При этом построение решений производится с помощью преобразования Лапласа. Такой подход к решению хотя и достаточно эффективен, но не дает возможности выяснить сущность процессов, описываемых данным уравнением.

Поэтому мы получим искомые решения другим, более непосредственным путем. Сначала найдем общее решение второго уравнения системы (1), (2). Оно легко решается на основании свойства функции δ :

$$\int_{t_0}^t \delta(\tau) d\tau = H(t) = \bar{H}(-t),$$

справедливого для любого начального значения $t_0 \leq 0$.

Возьмем нулевое начальное значение $t_0 = 0$ и проинтегрируем обе части исследуемого уравнения:

$$\int_0^t \frac{\partial C_{\bar{O}_2}}{\partial \tau} d\tau = \int_0^t C_{O_2}^* \delta(\tau - \lambda_0) d\tau,$$

откуда, после замены независимой переменной и пределов интегрирования в правой части, имеем:

$$C_{\bar{O}_2}(t, r) - C_{\bar{O}_2}(0, r) = \int_{-\lambda_0}^{t-\lambda_0} C_{O_2}^* \delta(\tau) d\tau = C_{O_2}^* H(t - \lambda_0).$$

С учетом начального условия (3) отсюда получаем решение:

$$C_{\bar{O}_2}(t, r) = C_{O_2}^* H(t - \lambda_0). \quad (19)$$

Решение (19) не совпадает с решением (9), приведенным в [3], запись которого в стандартных обозначениях нами дана в формуле (12). Это означает, что в монографии [3, гл. 21] в формуле (21.9 б) на странице 219 допущена ошибка.

Но данная формула становится правильной, если считать, что в ней H – стандартное обозначение функции Хевисайда, а не обозначение единичной функции, как используется в исходных расчетах⁶.

⁶ См. сноску 3.

Прежде чем переходить к решению уравнения (1), проанализируем вывод формул для основных геометрических характеристик процесса «зарядки».

Скачок найденного решения $C_{\bar{O}_2}(t, r)$ происходит на линии $t = \lambda_0$, поэтому граница фронта адсорбции $r^*(t)$ с учетом определения величины λ_0 находится из условия:

$$t = \lambda_0 = \frac{(n_0 + \Gamma_{O_2})(r^*(t)^2 - r_0^2)}{2q_3}.$$

Выполняя необходимые преобразования, отсюда последовательно находим:

$$r^*(t)^2 - r_0^2 = \frac{2q_3 t}{n_0 + \Gamma_{O_2}}$$

и

$$r^*(t) = \sqrt{r_0^2 + \frac{2q_3 t}{n_0 + \Gamma_{O_2}}},$$

что совпадает с формулой (21.10)⁷.

Положение фронта поршневого вытеснения r_f определяется из геометрических соображений. В момент времени t после начала закачки объем закачиваемой воды равен $Q_3 t$. Согласно предположениям модели он размещается в цилиндре с высотой M , где M – мощность пласта, ось которого совпадает с осью скважины, а его радиус и есть расстояние r_f до границы фронта вытеснения. Объем данного цилиндра равен $\pi r_f^2 M$. При этом для размещения закачанной воды используется только доступный объем пор, причем из него исключается объем самой скважины. В итоге имеем:

$$Q_3 t = \pi(r_f^2 - r_0^2) M n_0.$$

Отсюда находим:

$$r_f^2 - r_0^2 = \frac{Q_3 t}{\pi M n_0} = \frac{2q_3 t}{n_0}$$

и

$$r_f = \sqrt{r_0^2 + \frac{2q_3 t}{n_0}}.$$

Соответственно, к моменту окончания закачки итоговое положение фронта вытеснения находится по формуле:

$$r_f^* = r_f(t_3) = \sqrt{r_0^2 + \frac{2q_3 t_3}{n_0}}. \quad (20)$$

Финальное расположение фронта адсорбции определяется аналогично:

$$R_0 = r^*(t_3) = \sqrt{r_0^2 + \frac{2q_3 t_3}{n_0 + \Gamma_{O_2}}}. \quad (21)$$

Величина λ_0 вводится формулой (21.3) на странице 218 [3] без объяснения ее происхождения, несмотря на то, что эта величина, как можно видеть из сказанного, определяет все важнейшие параметры процесса «зарядки», а также и его ход. Мы предполагаем, что обоснование формулы (21.3) и роли величины λ_0 в рассматриваемой модели может быть осуществлено на основе следующих соображений.

Согласно описанию модели процесса зарядки на странице 219 [3] в области $r_0 < r < r^*(t)$ в момент времени t концентрация кислорода в воде равна ее начальной концентрации $C_{O_{20}}$, а концентрация закрепленного на породах кислорода равна максимуму $C_{O_2}^*$.

⁷ См. сноску 3.

В момент времени t объем воды, закачанной в пласт, равен $Q_3 t$, а масса кислорода, заключенного в ней, — $C_{O_2} Q_3 t$. Она должна быть распределена между водой в порах, объем которой равен $n_0 V(t)$, где $V(t) = \pi M(r^{*2}(t) - r_0^2)$, с той же концентрацией C_{O_2} , и адсорбированным кислородом, концентрация которого (в расчете на единицу геометрического объема $V(t)$) равна $C_{C_{O_2}}^* = \Gamma_{O_2} C_{O_2}$, т.е. максимально возможной концентрации, и, соответственно, масса которого равна $V(t) \Gamma_{O_2} C_{O_2}$.

В итоге имеем уравнение баланса:

$$Q_3 t C_{O_2} = V(t) n_0 C_{O_2} + V(t) \Gamma_{O_2} C_{O_2}, \quad (22)$$

откуда, сокращая на C_{O_2} , получаем:

$$Q_3 t = V(t) n_0 + V(t) \Gamma_{O_2}$$

или

$$t = \frac{\pi M(r^{*2}(t) - r_0^2)(n_0 + \Gamma_{O_2})}{Q_3} = \frac{(n_0 + \Gamma_{O_2})(r^{*2}(t) - r_0^2)}{2q_3},$$

что совпадает с λ_0 , введенным формулой (21.3) выше. Таким образом, величина λ_0 действительно имеет смысл момента наступления скачка концентрации кислорода $C_{O_2} = C_{O_2}(t, r)$ в точках на расстоянии r от оси скважины при мгновенной адсорбции кислорода, и можно утверждать, что она почти полностью определяет весь процесс.

Перейдем теперь к решению уравнения (1). Его решение мы получим на основе приведенного выше общего решения (17) уравнения (19).

Легко видеть, что вся область (t, r) разбивается линией $t = \lambda_0$ на две части. Согласно описанию процесса в левой верхней части (область I) имеем $C_{O_2} = C_{O_2}$, а в правой нижней $C_{O_2} = 0$ (область II). Проверим, соответствует ли это исследуемому уравнению.

Как в области I, так и в области II уравнение имеет вид:

$$n_0 \frac{\partial C_{O_2}}{\partial t} + \frac{q_3}{r} \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} = 0.$$

Как показано выше, уравнение семейства характеристик для данного уравнения также имеет вид:

$$t - \frac{n_0}{2q_3} r^2 = C, \quad (23)$$

где C — принятый параметр.

Поэтому общее решение приведенного уравнения задается формулой:

$$C_{O_2} = \Phi \left(t - \frac{n_0}{2q_3} r^2 \right), \quad (24)$$

где Φ — произвольная дифференцируемая функция.

На линии $t = \lambda_0$ в уравнение входит δ -функция и, соответственно, на этой линии может происходить скачок решения. Кроме этого, область II делится линией $r = r_f(t)$ на две подобласти: II_A, заполненную закачанной водой с нулевой концентрацией кислорода, и II_B, заполненную подземными водами. Линия $r = r_f(t)$ имеет уравнение:

$$r_f^2 - r_0^2 = \frac{2q_3 t}{n_0},$$

и поэтому является характеристикой заданного уравнения. Все характеристики этого уравнения, проходящие через ось в точках с координатой $r > r_0$, лежат ниже ее. Поэтому значение любого решения уравнения в области II_B определяется краевыми условиями, заданными на оси r . Характеристики, проходящие через прямую $r = r_0$ при $t \geq 0$ лежат выше этой линии, оставаясь в области I или II_A. Но они все пересекают линию скачка $t = \lambda_0$, которая цели-

ком лежит выше линии $r = r_f(t)$, т.к. $n_0 + \Gamma_{O_2} > n_0$. Поэтому значения любого решения уравнения в области I определяются краевым условием, заданным на линии $r = r_0$, $t \geq 0$. Лишь значения решения в области II_A зависят от скачка, задаваемого δ -функцией.

Из начального условия (6) при $r > r_0$ получаем, что в области II_B выполнено равенство

$$\Phi_{II_B} \left(t - \frac{n_0}{2q_3} r^2 \right) = 0.$$

Для области I имеем из краевого условия (7) тождество $C_{O_2}(t, r) = C_{O_{20}}$, верное при всех t, r из этой области.

Для отыскания решения в области II_A вычислим полную производную $\frac{dC_{O_2}}{dt}$ вдоль характеристик, начинающихся на прямой $r = r_0$.

Уравнение такой характеристики запишем в виде:

$$t - \frac{n_0}{2q_3} (r^2 - r_0^2) = \mu,$$

где параметр семейства характеристик (произвольная постоянная) удовлетворяет неравенству:

$$\mu > -\frac{n_0}{2q_3} r_0^2.$$

Вдоль этой линии в результате дифференцирования по t имеем:

$$1 - \frac{n_0}{2q_3} 2r \frac{dr}{dt} = 0,$$

откуда:

$$\frac{dr}{dt} = \frac{q_3}{n_0 r}.$$

Поэтому:

$$\frac{dC_{O_2}}{dt} = \frac{\partial C_{O_2}}{\partial t} + \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} \frac{dr}{dt} = \frac{\partial C_{O_2}}{\partial t} + \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} \frac{q_3}{n_0 r}.$$

Заметим, что уравнения исходной системы (1), (2) можно свести к одному уравнению:

$$n_0 \frac{\partial C_{O_2}}{\partial t} + \frac{q_3}{r} \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} + C_{O_2}^* \delta(t - \lambda_0) = 0$$

или

$$\frac{\partial C_{O_2}}{\partial t} = -\frac{q_3}{n_0 r} \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} - \frac{1}{n_0} C_{O_2}^* \delta(t - \lambda_0).$$

Подставляя найденное выражение для $\frac{\partial C_{O_2}}{\partial t}$ в полную производную, получим:

$$\frac{dC_{O_2}}{dt} = -\frac{q_3}{n_0 r} \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} - \frac{1}{n_0} C_{O_2}^* \delta(t - \lambda_0) + \frac{\partial C_{O_2}}{\partial r} \frac{q_3}{n_0 r} = \frac{C_{O_2}^* \delta(t - \lambda_0)}{n_0}.$$

Вдоль характеристики выполняется равенство:

$$\frac{r^2 - r_0^2}{2q_3} = \frac{t - \mu}{n_0}.$$

Поэтому:

$$\begin{aligned} t - \lambda_0 &= t - (n_0 + \Gamma_{O_2}) \frac{r^2 - r_0^2}{2q_3} = t - (n_0 + \Gamma_{O_2}) \frac{t - \mu}{n_0} = \\ &= t \left(1 - \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{n_0} \right) + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{n_0} = -\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{n_0}. \end{aligned} \quad (25)$$

Значит, выражение для искомой полной производной вдоль характеристики имеет вид:

$$\frac{dC_{O_2}}{dt} = \frac{C_{O_2}^* \delta \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{n_0} \right)}{n_0}.$$

По определению δ -функции и свойству ее четности $\delta(-t) = \delta(t)$ имеем:

$$\begin{aligned} \int_{-\infty}^t \delta(-as + b) ds &= \int_{-\infty}^t \delta(as - b) ds = \\ \int_{-\infty}^{\frac{at-b}{a}} \delta(\tau) \frac{d\tau}{a} &= \frac{1}{a} \int_{-\infty}^{\frac{at-b}{a}} \delta(\tau) d\tau = \frac{1}{a} H(at - b) = \frac{1}{a} (1 - H(-at + b)). \end{aligned}$$

Пусть $C_\mu(t)$ – сужение функции $C(t, r)$ на характеристики. Тогда:

$$C_\mu(t) = C_{O_{20}} + \int_{\mu}^t \frac{dC_\mu}{dt} dt = \int_{\mu}^t \frac{C_{O_2}^* \delta \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} \right)}{n_0} dt.$$

Так как:

$$-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} = 0 \text{ при } t = \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} > \mu,$$

то точка сингулярности функции $\delta \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} \right)$ лежит на числовой оси правее точки $t = \mu$. Поэтому:

$$\int_{-\infty}^{\mu} \delta \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{n_0} \right) dt = 0.$$

Тогда:

$$\begin{aligned} C_\mu(t) &= C_{O_{20}} - \frac{C_{O_2}^*}{n_0} \int_{-\infty}^t \delta \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} \right) dt = \\ &= C_{O_{20}} - \frac{C_{O_2}^*}{n_0} \frac{n_0}{\Gamma_{O_2}} H \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} \right) = C_{O_{20}} - \frac{C_{O_2}^*}{\Gamma_{O_2}} H \left(-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} \right). \end{aligned}$$

Воспользуемся тем, что по определению константы Генри $\frac{C_{O_2}^*}{\Gamma_{O_2}} = C_{O_{20}}$, а в силу уравнения (22) имеем:

$$-\frac{\Gamma_{O_2}}{n_0} t + \mu \frac{n_0 + \Gamma_{O_2}}{\Gamma_{O_2}} = t - \lambda_0.$$

Поэтому:

$$\begin{aligned} C_\mu(t) &= C_{O_{20}} - C_{O_{20}} H(t - \lambda_0) = \\ C_{O_{20}} (1 - H(t - \lambda_0)) &= C_{O_{20}} \bar{H}(t - \lambda_0). \end{aligned} \quad (26)$$

Поскольку характеристики полностью покрывают область Π_A , объединяя все построенные выражения, окончательно получаем выражение для значений концентрации кислорода, совпадающее с решением (8) в форме (11).

$$C_{O_2}(t, r) = C_{O_{20}} \bar{H}(t - \lambda_0).$$

Заключение. В результате проведенного анализа методики моделирования внутрипластовой обработки подземных вод по Г.М. Коммунару установлено следующее.

Решение системы уравнений (1), (2) с краевыми (6), (7), приведенное в работе⁸, содержит неточность в выражении для концентрации адсорбированного кислорода. В настоящей работе эта неточность устранена.

Выражение для концентрации кислорода, растворенного в воде, является правильным и подтверждено при альтернативном подходе к поиску решения рассматриваемой системы, который позволяет более глубоко проникнуть в динамику процессов, описываемых моделью.

При необходимости все основные черты процесса «зарядки» могут быть описаны без привлечения уравнений (1) и (2), а лишь на основе уравнения баланса (22). Тем не менее использование уравнений (1) и (2) более удобно для расчетов и анализа процесса «зарядки» в рамках всей модели обработки подземных вод.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гуринович А.Д., Ваврженюк П., Ельский И. Возможности удаления из воды железа в водоносном пласте на примере существующих водозаборных скважин // Вода и экология: проблемы и решения. – 2013. – Т. 2, № 54. – С. 12–20.
2. Основные пути и решения проектирования систем водоподготовки малых населенных пунктов в Республике Беларусь / В.Д. Ющенко, Е.С. Велого, Е.И. Рашкевич и др. // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. F, Стр-во. Приклад. науки. – 2021. – № 16. – С. 124–130.
3. Плотников Н.А., Алексеев В.С. Проектирование и эксплуатация водозаборов подземных вод. – М.: Стройиздат, 1990. – 256 с.
4. Степанов В.В. Курс дифференциальных уравнений. – М.: УРСС, 2006. – 472 с.

REFERENCES

1. Gurinovich, A.D., Vavrzhenyuk, P. & El'skii, I. (2013). Vozmozhnosti udaleniya iz vody zheleza v vodonosnom plaste na primere sushchestvuyushchikh vodozabornykh skvazhin [Possibilities of removing iron from water in an aquifer using the example of existing water wells]. *Voda i ekologiya: problemy i resheniya* [Water and ecology: problems and solutions], 2(54), 12–20. (In Russ., abstr. in Engl.).
2. Yushchenko, V.D., Velyugo, E.S., Rashkevich, E.I., Prosolov, V.P. & Sedlukha, S.V. (2021). Osnovnye puti i resheniya proektirovaniya sistem vodopodgotovki malykh naselennykh punktov v Respublike Belarus' [The main ways and solutions for designing water treatment systems for small settlements in the Republic of Belarus]. *Vestn. Polots. gos. un-ta. Ser. F, Str-vo. Priklad. nauki* [Vestnik of Polotsk State University. Part F, Constructions. Applied Sciences], (16), 124–130. (In Russ., abstr. in Engl.).
3. Plotnikov, N.A. & Alekseev, V.S. (1990). *Proektirovanie i ekspluatatsiya vodozaborov podzemnykh vod*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
4. Stepanov, V.V. (2006). *Kurs differentsial'nykh uravnenii*. Moscow: URSS. (In Russ.).

Поступила 12.09.2023

ANALYSIS OF THE MATHEMATICAL MODEL OF "CHARGING" OXYGEN OF WATER-BEARING ROCKS IN THE PROCESS OF IN-SITU TREATMENT OF GROUNDWATER

H. RASHKEVICH¹⁾, V. YUSHCHENKO²⁾, E. MAKAROV³⁾, A. DEMENCHUK⁴⁾
^(1), 2)Vitebsk Regional Municipal Unitary Enterprise
of water supply and sewage "Vitebskoblvodokanal",
^{3), 4)}State Scientific Institution "Institute of Mathematics
of the National Academy of Sciences of Belarus", Minsk)

The article describes the method of in-situ groundwater treatment technology, the conditions for modeling the process of water injection into the water-bearing rock, the analysis of the obtained mathematical equations.

Keywords: technology and features of the method of in-situ treatment of groundwater, modeling of the processes of "charging" water-bearing rocks, analysis of boundary conditions.

⁸ См. сноску 3.

УДК 691.328.32

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-47-54

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ
ПОЛНОЙ УСАДКИ КЕРАМЗИТОБЕТОНАВ.А. РЖЕВУЦКАЯ¹⁾, канд. техн. наук, доц. Ю.Г. МОСКАЛЬКОВА²⁾^(1), 2) Белорусско-Российский университет, Могилев)¹⁾ORCID <https://orcid.org/0000-0001-8854-5408>, ²⁾<https://orcid.org/0000-0002-4107-2452>

В статье выполнен аналитический обзор исследований, посвященных развитию усадочных деформаций керамзитобетонных, на основании которого установлено, что значимым фактором является местная сырьевая база, а значит для каждого региона актуально накопление экспериментальных данных и корректировка расчетных моделей для аналитического определения деформаций полной усадки. В связи с этим задачей исследования являлась разработка предложений по расчету относительных деформаций полной усадки керамзитобетона, изготовленного на основе местной сырьевой базы. По результатам проведенного исследования на основе положений СП 5.03.01 и Eurocode 2 разработана усовершенствованная модель аналитического определения значений относительных деформаций полной усадки конструкционного керамзитобетона. В предложенной модели в расчет введено значение активности цемента как определяющего фактора прочности цементного камня, а также учитываются водоцементное отношение и объем крупного заполнителя в бетонной смеси. Предлагаемая расчетная модель с достаточной точностью позволяет определить величину относительной деформации полной усадки керамзитобетона в возрасте от 28 до 120 сут.

Ключевые слова: усадка, свободная усадка, усадочные деформации, керамзит, легкий бетон, керамзитобетон, расчетная модель.

Введение. Правильная оценка деформаций усадки конструкции имеет важное значение ввиду неизбежного развития усадочных напряжений в бетоне, которые приводят к образованию усадочных трещин [1–5].

В настоящее время опытные данные по развитию усадочных деформаций керамзитобетона, полученные исследователями разных стран [6], довольно противоречивы: некоторые исследователи отмечают, что легкие бетоны на основе керамзита подвержены большим усадочным деформациям, чем бетоны на плотных заполнителях [7; 8], в то время как другие исследователи эмпирически доказывают обратное [9; 10], т.е. что усадочные деформации бетонов на легких пористых заполнителях меньше по абсолютному значению по сравнению с усадочными деформациями бетонов аналогичных составов на плотных заполнителях.

Таким образом, многочисленные исследования по данному вопросу демонстрируют, что опытные значения деформаций усадки легких бетонов находятся в широком диапазоне. Эту особенность можно объяснить специфическими свойствами легких заполнителей, в том числе керамзитовых, изготавливаемых в разных регионах страны, т.е. сырьевая база имеет определяющее значение. Поэтому получение опытных данных, отражающих особенности развития усадочных деформаций керамзитобетона, является актуальным для каждого конкретного региона.

В [11] установлено, что расчетные значения относительных деформаций усадки согласно моделям Eurocode 2¹, N. Costa, E. Júlio и J. Lourenço [12], СП 5.03.01², ACI 209 R³, О.Б. Голишева и А.Н. Бамбуры [13], Е.М. Бабица [14], а также⁴ значительно превышают полученные нами экспериментальные данные [6]. Таким образом, представляется перспективной разработка усовершенствованной расчетной модели для определения усадочных деформаций керамзитобетона, изготовленного на основе белорусской сырьевой базы. Для изготовления опытных образцов был взят керамзитовый гравий производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» как наиболее распространенный и общедоступный легкий заполнитель в Республике Беларусь.

Объектом исследования являются керамзитобетонные образцы в виде призм. Предмет исследования – полные деформации свободной усадки керамзитобетона. Задача исследования – предложения по расчету относительных деформаций полной усадки керамзитобетона, изготовленного на основе местной сырьевой базы.

Теоретические предпосылки аналитического определения относительных деформаций полной усадки керамзитобетона. Строительные правила СП 5.03.01 позволяют определить значение относительной деформации полной усадки бетона $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ в момент времени t :

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s), \quad (1)$$

¹ Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1-2004. – Brussels: CEN, 2004. – 225 p.

² СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 236 с.

³ ACI 209 R-92. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. – Farmington Hills: American Concrete Institute, 1992. – 47 p.

⁴ Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1988. – 121 с.

где $\varepsilon_{cbs}(t)$ – относительная деформация базовой усадки бетона, ‰, учитывающая среднюю прочность бетона на осевое сжатие, вид и класс по прочности цемента на сжатие;

$\varepsilon_{cbs}(t, t_s)$ – относительная деформация усадки высыхания бетона, ‰, зависящая от средней прочности бетона на осевое сжатие, вида и класса по прочности цемента на сжатие, влажности окружающей среды, приведенного размера элемента;

t_s – возраст бетона к моменту начала воздушно-сухого хранения, сут.

Действующими ТНПА⁵ предусмотрен расчет относительных деформаций усадки легкого бетона $\varepsilon_{lcs}(t, t_s)$ путем умножения расчетного значения деформаций $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, полученного по формуле (1), на коэффициент η , зависящий от класса легкого бетона по прочности на сжатие (таблица 1).

Таблица 1. – Значения коэффициента η в соответствии с СП 5.03.01

Класс бетона по прочности на сжатие	Значение коэффициента η
LC 8/9, LC 12/13, LC 16/18	1,5
LC 20/22 и выше	1,2

Авторы Н. Costa, E. Júlio, J. Lourenço [12] при определении значения модифицированной относительной деформации базовой усадки $\varepsilon_{cbs}(f_{cm})$ предложили заменить среднюю прочность легкого бетона на осевое сжатие f_{lcm} на прочность цементной пасты $f_{c,b}$ с целью последующего расчета относительной деформации базовой усадки $\varepsilon_{cbs}(t, t_s)$. Поскольку усадка бетона на портландцементе происходит в основном за счет усадки цементного камня, что отмечается также в [15], то предложенная в [12] замена f_{lcm} на $f_{c,b}$ представляется целесообразной.

За основу исследователи [12] приняли расчетную модель Eurocode 2 и предложили следующую формулу для расчета поправочного коэффициента η :

$$\eta = C_{B/\Pi} / C_{ca}, \quad (2)$$

здесь

$$C_{B/\Pi} = 1,7 \cdot (B / \Pi)^{0,8}, \quad (3)$$

$$C_{ca} = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{ca,i}}{100} \cdot 0,13 \cdot 0,25^{p_{0,ca,i}^{15}} \right), \quad (4)$$

где B/Π – водоцементное отношение;

n – количество разных видов крупного заполнителя при проведении испытания;

$V_{ca,i}$ – объем i -го крупного заполнителя в бетонной смеси, дм³;

$p_{0,ca,i}$ – истинная плотность i -го крупного заполнителя, кг/дм³.

В соответствии с рекомендациями [12] нами было принято решение в расчетной модели СП 5.03.01 заменить среднюю прочность легкого бетона на осевое сжатие f_{lcm} активностью цемента $f_{c,b}$.

Кроме того, на основе полученных эмпирических данных для керамзитобетона была предложена скорректированная формула для расчета поправочного коэффициента η :

$$\eta = k_{B/\Pi} / k_{ca}, \quad (5)$$

здесь

$$k_{B/\Pi} = 1,7 \cdot (B / \Pi)^{0,8}, \quad (6)$$

$$k_{ca} = \frac{V_{ca,1}}{V_{ca}}, \quad (7)$$

где B/Π – водоцементное отношение;

V_{ca} – объем крупного заполнителя в бетонной смеси, м³;

$V_{ca,1}$ – единичный объем крупного заполнителя в бетонной смеси, $V_{ca,1} = 1$ м³.

Таким образом, в расчете поправочного коэффициента η по скорректированной формуле (5) учитываются водоцементное отношение и объем крупного заполнителя в бетонной смеси.

Основные материалы и состав керамзитобетонной смеси для изготовления опытных образцов. При приготовлении керамзитобетонной смеси для изготовления опытных образцов были использованы следующие материалы:

- гравий керамзитовый производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукмль»;

⁵ См. сноску 2.

- портландцемент производства ОАО «Белорусский цементный завод»;
- песок речной;
- вода.

Основные характеристические показатели используемых заполнителей и вяжущего (керамзитового гравия, песка и цемента) приведены в таблицах 2–4.

Таблица 2. – Основные характеристики керамзитового гравия

Наименование показателя	Величина	
Фракция	4–10 мм	
Прочность	1,03 МПа	
Истинная плотность	2,35 г/см ³	
Средняя плотность зерна керамзита	0,80 г/см ³	
Насыпная плотность	390 кг/м ³	
Общая пористость	83%	
Водопоглощение по массе	16,70%	
Водопоглощение по объему	13,40%	

Таблица 3. – Основные характеристики песка

Наименование показателя	Величина
Модуль крупности	2,13
Истинная плотность	2,46 г/см ³
Средняя плотность	1,67 г/см ³
Насыпная плотность	1670 кг/м ³
Общая пористость	32,32%
Количество пылевидных и глинистых частиц	1,08%

Таблица 4. – Основные характеристики портландцемента

Наименование показателя	Величина
Истинная плотность	3,05 г/см ³
Средняя плотность	1,14 г/см ³
Насыпная плотность	1140 кг/м ³
Нормальная густота	27%
Активность	42,5 МПа
Расплав	106 мм
Тонкость помола	8%

Наиболее эффективный состав керамзитобетонной смеси был подобран в Серии № 1, а исследования по развитию усадочных деформаций были реализованы в Сериях № 2–4.

Согласно проведенным испытаниям по подбору оптимального состава бетонной смеси принят следующий состав для изготовления образцов в Сериях № 2–4: Ц : П : К = 1 : 1,84 : 0,79 при В/Ц = 0,52. Основные результаты испытаний прочностных характеристик керамзитобетона приведены в таблице 5 согласно [16].

Таблица 5. – Характеристики опытных керамзитобетонных образцов-цилиндров [16]

Номер серии	Средняя плотность, кг/м ³	Цилиндрическая прочность $f_{lc, cyl}$, МПа		
		Среднее значение f_{lcm}	Коэффициент вариации V , %	Характеристическое значение f_{lck}
Серия № 2	1387	11,62	5,10	10,50
Серия № 3	1536	11,76	5,41	10,56
Серия № 4	1475	11,45	4,84	10,44

Методика и результаты проводимых исследований развития деформаций усадки керамзитобетона.

Фиксирование развития деформаций усадки осуществлялось на керамзитобетонных образцах в виде призм с размерами 150 × 150 × 600 мм при помощи индикаторов часового типа, установленных на каждой стороне опытного образца [11]. Последовательно были испытаны три серии опытных образцов-призм (Серии № 2–4). В каждой серии было изготовлено по 3 образца-близнеца. На открытой грани каждого опытного образца индикаторы были установлены через три часа после бетонирования, что позволило зафиксировать деформации усадки, начиная с 1 суток. На остальных гранях призм дублирующие индикаторы были установлены на 3 суток после бетонирования (сразу после распалубки образцов). Наблюдение за развитием относительных деформаций полной усадки керамзитобетона осуществлялось в течение 120 сут (рисунки 1, 2).

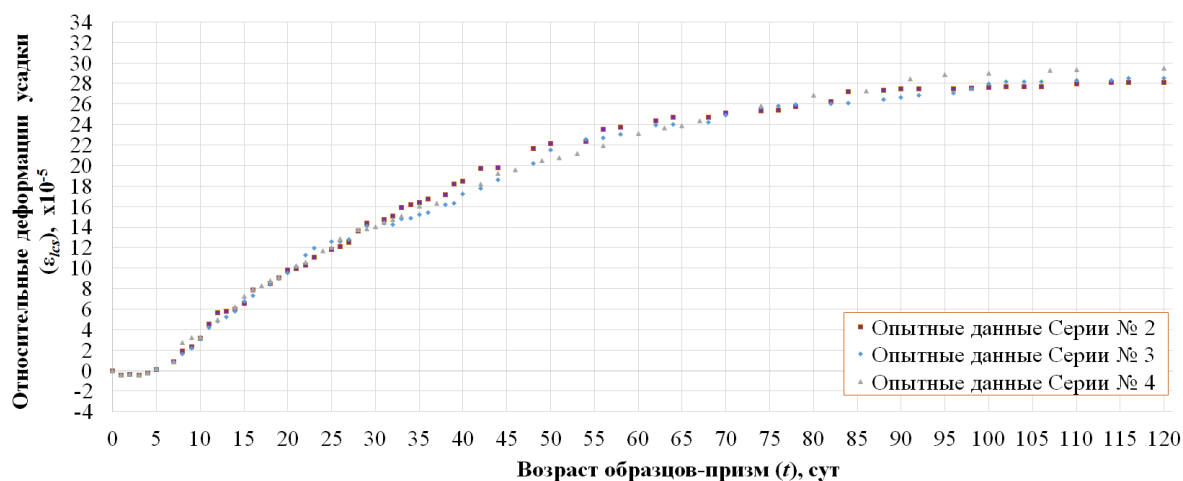


Рисунок 1. – Развитие относительных деформаций полной усадки керамзитобетона во времени

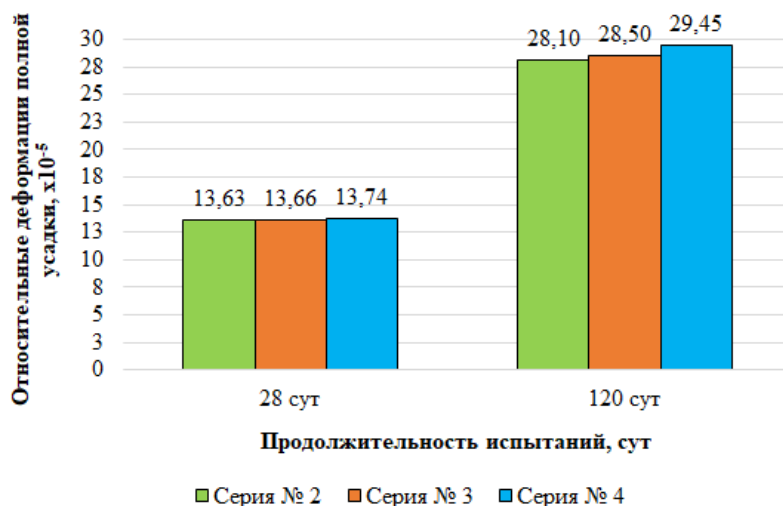


Рисунок 2. – Величина относительных деформаций полной усадки керамзитобетона на 28 и 120 сут

Результаты расчета по предлагаемой усовершенствованной модели определения относительных деформаций полной усадки. В соответствии с предложенной усовершенствованной моделью входные параметры для расчета относительных деформаций полной усадки легкого бетона $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ приведены в таблице 6.

Таблица 6. – Входные параметры для определения относительных деформаций полной усадки по предлагаемой усовершенствованной модели

Наименование показателя	Показатель
Размеры поперечного сечения образца-призмы	150 × 150 мм
Вид и класс цемента	нормально твердеющий портландцемент
Активность цемента	42,5 МПа
Объем керамзитового гравия на 1 м ³	0,867 м ³
Водоцементное отношение	0,52
Относительная влажность воздуха	55%
Возраст бетона к моменту начала воздушно-сухого хранения	1 сут

Величины коэффициентов $k_{B/Ц}$, k_{ca} и η , рассчитанные по формулам (5)–(7), приведены в таблице 7.

Таблица 7. – Величина поправочного коэффициента η по усовершенствованной модели

Наименование показателя	Величина
Коэффициент $k_{B/Ц}$, учитывающий водоцементное отношение	1,008
Коэффициент k_{ca} , учитывающий объемное содержание крупного заполнителя в бетонной смеси	0,867
Поправочный коэффициент η	1,162

Сравнение значений поправочных коэффициентов η , рассчитанных согласно предлагаемой усовершенствованной модели и моделям СП 5.03.01 и [12], приведено в таблице 8.

Таблица 8. – Сравнение величин поправочного коэффициента η

Модель	Величина поправочного коэффициента η	Отклонение $\frac{\eta - \eta_{\text{предл}}}{\eta_{\text{предл}}} \cdot 100\%$
Предлагаемая усовершенствованная модель	1,162	–
Модель СП 5.03.01 (для класса легкого бетона ниже LC 20/22)	1,5	29%
Модель Н. Costa, Е. Júlio, J. Lourenço	1,008	-13%

Результаты расчета относительных деформаций полной усадки легкого бетона по предлагаемой расчетной модели и их сравнение с эмпирическими данными для керамзитобетона приведены в таблице 9.

Таблица 9. – Отклонение расчетных от опытных значений относительных деформаций полной усадки керамзитобетона

Возраст, сут	Средние относительные деформации полной усадки керамзитобетона по Сериям № 2–4:		Отклонение $\left \frac{\varepsilon_{lcs,cal} - \varepsilon_{lcs,m,exp}}{\varepsilon_{lcs,cal}} \right \cdot 100\%$
	опытные данные, $\varepsilon_{lcs,m,exp}$, ‰	рассчитанные по предлагаемой модели, $\varepsilon_{lcs,cal}$, ‰	
28	0,1368	0,1603	14,7%
31	0,1451	0,1685	13,9%
42	0,1857	0,1950	4,7%
62	0,2398	0,2325	3,1%
91	0,2760	0,2724	1,3%
120	0,2868	0,3021	5,1%

Согласно СН 2.01.01⁶ проведена оценка корректности применения предлагаемой усовершенствованной модели для определения величины относительных деформаций полной усадки керамзитобетона (таблица 10).

Таблица 10. – Оценка коэффициента вариации вектора ошибок усовершенствованной модели

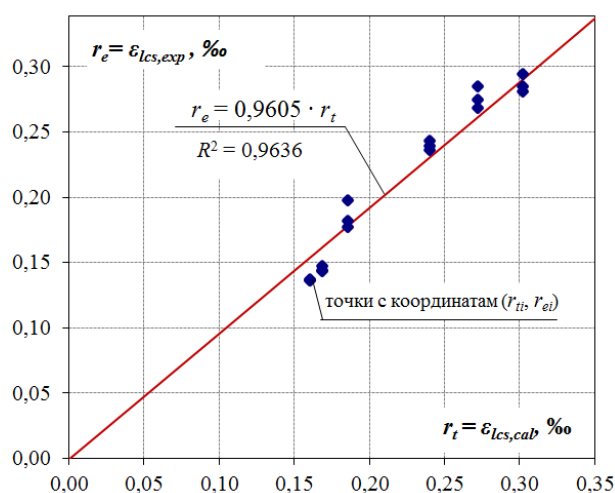
Маркировка образцов	$r_e = \varepsilon_{lcs,exp}$, ‰	$r_t = \varepsilon_{lcs,cal}$, ‰	$r_e \cdot r_t$	r_t^2	Ошибка δ_i	Логарифм Δ_i	$(\bar{\Delta} - \Delta_i)$
1	2	3	4	5	6	7	8
КБ-2-28	0,1363	0,1603	0,0218	0,0257	0,885	-0,1227	0,010147
КБ-3-28	0,1366	0,1603	0,0219	0,0257	0,887	-0,1204	0,009697
КБ-4-28	0,1374	0,1603	0,0220	0,0257	0,892	-0,1146	0,008579
КБ-2-31	0,1474	0,1685	0,0248	0,0284	0,910	-0,0948	0,005307
КБ-3-31	0,1435	0,1685	0,0242	0,0284	0,886	-0,1212	0,009847
КБ-4-31	0,1443	0,1685	0,0243	0,0284	0,891	-0,1156	0,008773
КБ-2-42	0,1974	0,1857	0,0330	0,0345	0,995	-0,0051	0,000285
КБ-3-42	0,1776	0,1857	0,0338	0,0345	1,021	0,0204	0,001790
КБ-4-42	0,1822	0,1857	0,0338	0,0345	1,021	0,0204	0,001790
КБ-2-62	0,2433	0,2398	0,0583	0,0575	1,056	0,0542	0,005796
КБ-3-62	0,2395	0,2398	0,0574	0,0575	1,039	0,0383	0,003626
КБ-4-62	0,2366	0,2398	0,0567	0,0575	1,026	0,0260	0,002298
КБ-2-91	0,2747	0,2724	0,0748	0,0742	1,049	0,0480	0,004893
КБ-3-91	0,2684	0,2724	0,0731	0,0742	1,025	0,0248	0,002180
КБ-4-91	0,2848	0,2724	0,0776	0,0742	1,087	0,0838	0,011185
КБ-2-120	0,2810	0,3021	0,0849	0,0913	0,968	-0,0328	0,000118
КБ-3-120	0,2850	0,3021	0,0861	0,0913	0,981	-0,0188	0,000010

⁶ СН 2.01.01–2022. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2022. – 65 с.

Окончание таблицы 10

1	2	3	4	5	6	7	8
КБ-4-120	0,2945	0,3021	0,0890	0,0913	1,014	0,0140	0,001290
Среднее значение экспериментальных результатов						$r_{em} = 0,2117$	
Среднее значение результатов расчета						$r_{tm} = 0,2314$	
Уклон, определяемый по методу наименьших квадратов						$b = 0,9605$	
Значение ошибки для экспериментальных значений						$\delta_m = 0,9803$	
Оценочное значение $E(\Delta)$						$\bar{\Delta} = -0,0223$	
Выборочная дисперсия вектора Δ						$s_{\Delta}^2 = 0,0052$	
Коэффициент вариации для вектора ошибок δ						$V_{\delta} = 0,0719$	
Среднее значение теоретической функции сопротивления, рассчитанное с использованием средних значений базисных переменных						$r_m = 0,2179$	
Отклонение среднего значения теоретической функции r_m от среднего значения экспериментальных результатов r_{em} , %						$\% \Delta_{rm} = -2,9194$	

Сравнение экспериментальных r_e и теоретических r_t значений представлено на рисунке 3.

Рисунок 3. – Диаграмма « $r_e - r_t$ »

На диаграмме « $r_e - r_t$ » (r_e – экспериментальные данные, r_t – расчетные результаты) все точки расположены близко к прямой $r_e = b \cdot r_t$, угол наклона прямой составляет примерно 45° ($\arctan b = \arctan 0,9605 = 43,84^\circ$), коэффициент вариации для вектора ошибок не превышает 10% ($V_{\delta} = 7,19\% < 10\%$), а коэффициент детерминации R^2 – не ниже 0,9 ($R^2 = 0,9636$). Следовательно, предлагаемую расчетную модель можно считать достаточно точной.

Заключение. На основании эмпирических данных предложена усовершенствованная модель аналитического определения значений относительных деформаций полной усадки конструкционного керамзитобетона (с прочностью на осевое кратковременное сжатие не менее 12 МПа), изготовленного на основе керамзитового гравия с максимальной крупностью зерен 10 мм производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль». Модель основывается на положениях СП 5.03.01 и Eurocode 2. В усовершенствованной модели предложено выполнять расчет с использованием активности цемента $f_{c,b}$ взамен средней прочности легкого бетона на осевое сжатие f_{lcm} , так как усадка бетона в большей степени обусловлена усадочными деформациями цементного камня. Кроме того, корректирующий коэффициент η является расчетным и учитывает такие характеристики бетонной смеси, как водоцементное отношение и объем крупного заполнителя в бетонной смеси. Предлагаемая усовершенствованная модель с достаточной точностью позволяет спрогнозировать величину относительной деформации полной усадки керамзитобетона в возрасте от 28 до 120 сут.

ЛИТЕРАТУРА

1. Расчет на входные и формальные деформации бетона в естественных условиях сухого жаркого климата / Б. Ризаев, И. Ахмедов, А. Хамидов и др. // J. of new century innovations. – 2022. – Т. 19, № 6. – С. 183–193.
2. Работа монолитного железобетонного ребристого перекрытия при наличии приопорных усадочных трещин в ребрах / А.А. Цветкова, С.А. Агафонов, А.О. Горячева и др. // Инженерные исследования. – 2023. – Т. 11, № 1. – С. 11–19.
3. Учет ползучести и усадки бетона по СП 5.03.01-2020 при расчете железобетонных конструкций на основе деформационной расчетной модели / Д.Н. Лазовский, В.В. Тур, Д.О. Глухов и др. // Вестн. Брестского гос. техн. ун-та. – 2021. – № 2 (125). – С. 7–12. DOI: 10.36773/1818-1212-2021-125-2-7-12.

4. Bazant Z.P. Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future // *Nuclear Engineering and Design*. – 2001. – Vol. 203, iss. 1. – P. 27–38. DOI: 10.1016/S0029-5493(00)00299-5.
5. Clarke J.L. *Structural lightweight aggregate concrete*. – Glasgow; UK: Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall, 2005. – 161 p.
6. Raupov Ch., Malikov G., Zokirov J. Determination of the boundary of the linear creep of expanded clay concrete during compression // *Science and Innovation*. – 2022. – № 4. – P. 301–306. DOI: 10.5281/zenodo.6981518.
7. Bremner T.W. *Lightweight concrete // Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete (Second Edition)*. – 2008. – P. 307–323.
8. Effect of clay content on shrinkage of cementitious materials / H. Zhao, Yu. Ma, J. Zhang et al. // *Construction and Building Materials*. – 2022. – Vol. 322. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.125959.
9. Кравченко С.А., Постернак А.А. Экспериментальное исследование усадки, ползучести и потерь напряжения в арматуре элементов из керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем // *Вісн. Одеської держ. акад. буд-ва та архітектури*. – 2014. – № 56. – С. 124–128.
10. Курятников Ю.Ю., Кочетков Р.С. Вопросы разработки керамзитобетона для монолитного строительства // *Вестн. Тверского гос. техн. ун-та*. – 2019. – Т. 3, № 3. – С. 15–20.
11. Ржевущая В.А., Москалькова Ю.Г. Относительные деформации полной усадки керамзитобетона / *Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Стр-во. Прикладные науки*. – 2021. – № 16. – С. 99–105.
12. Costa H., Júlio E., Lourenço J. New approach for shrinkage prediction of high-strength lightweight aggregate concrete // *Constructions and Buildings materials*. – 2012. – Vol. 35. – P. 84–91. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.02.052.
13. Голишев О.Б., Бамбура А.Н. Курс лекций з основ розрахунку конструкцій з опору залізобетону. – Киев: Логос, 2004. – 340 с.
14. Бабич Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях. – Киев: Вища школа, 1988. – 207 с.
15. Анализ влияния сухого жаркого климата на работу железобетонных элементов / И. Ахмедов, Б. Ризаев, А. Хамидов и др. // *J. of new century innovations*. – 2022. – Т. 19, № 6. – С. 39–48.
16. Maskalkova Yu.G., Rzhhevutskaya V.A. Compressive cylinder strength and deformability of expanded clay fiber-reinforced concrete with polypropylene fiber // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. – 2022. – Vol. 18, iss. 2. – P. 31–42. DOI: 10.22337/2587-9618-2022-18-2-31-42.

REFERENCES

1. Rizaev, B., Akhmedov, I., Khamidov, A., Kholmiraev, S., Zhalalov, Z. & Umarov, I. (2022). Raschet na vkhodnye i formal'nye deformatsii betona v estestvennykh usloviyakh sukhogo zharkogo klimata. *J. of new century innovations*, 19(6), 183–193. (In Russ.).
2. Tsvetkova, A.A., Agafonov, S.A., Goryacheva, A.O. & Maslak, T.V. (2023). Rabota monolitnogo zhelezobetonno rebristogo perekrytiya pri nalichii pripornykh usadochnykh treshchin v rebrakh [The performance of a monolithic reinforced concrete ribbed floor with shrinkage cracks in the ribs]. *Inzhenernye issledovaniya [Engineering Research]*, 11(1), 11–19. (In Russ., abstr. in Engl.).
3. Lazovskii, D.N., Tur, V.V., Glukhov, D.O. & Lazovskii, E.D. (2021). Uchet polzuchesti i usadki betona po SP 5.03.01-2020 pri raschete zhelezobetonnykh konstruksii na osnove deformatsionnoi raschetnoi modeli [Creep and shrinking of concrete accounting according to SP 5.03.01-2020 when analysis of reinforced concrete structures based on deformational analytical model]. *Vestn. Brestskogo gos. tekhn. un-ta [Vestnik of Brest State Technical University]*, 125(2), 7–12. (In Russ., abstr. in Engl.). DOI: 10.36773/1818-1212-2021-125-2-7-12.
4. Bazant, Z.P. (2001). Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future. *Nuclear Engineering and Design*, 203(1), 27–38. DOI: 10.1016/S0029-5493(00)00299-5.
5. Clarke, J.L. (2005). *Structural lightweight aggregate concrete*. Glasgow: Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall.
6. Raupov, Ch., Malikov, G. & Zokirov, J. (2022). Determination of the boundary of the linear creep of expanded clay concrete during compression. *Science and Innovation*, (4), 301–306. DOI: 10.5281/zenodo.6981518.
7. Bremner, T.W. (2008). *Lightweight concrete. Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete (Second Edition)*, 307–323.
8. Zhao, H., Ma, Yu., Zhang, J., Hu, Zh., Li, H., Wang, Yu. ... Wang, K. (2022). Effect of clay content on shrinkage of cementitious materials. *Construction and Building Materials*, 322. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.125959.
9. Kravchenko, S.A. & Posternak, A.A. (2014). Eksperimental'noe issledovanie usadki, polzuchesti i poter' napryazheniya v armature elementov iz keramzitobetona na mnogokomponentnom vyazhushchem. *Visn. Odes'koi derzh. akad. bud-va ta arkhitekturi*, (56), 124–128. (In Russ.).
10. Kuryatnikov, Yu.Yu. & Kochetkov, R.S. (2019). Voprosy razrabotki keramzitobetona dlya monolitnogo stroitel'stva [The development of concrete for monolithic construction]. *Vestn. Tverskogo gos. tekhn. un-ta [Vestnik of Tver state technical university]*, 3(3), 15–20. (In Russ., abstr. in Engl.).
11. Rzhhevutskaya, V.A. & Moskal'kova, Yu.G. (2021). Otnositel'nye deformatsii polnoi usadki keramzitobetona [The relative total shrinkage strain of expanded clay concrete]. *Vestn. Polotsk. gos. un-ta. Ser. F, Str-vo. Prikladnye nauki [Vestnik of Polotsk State University. Part F, Constructions. Applied Sciences]*, (16), 99–105. (In Russ., abstr. in Engl.).
12. Costa, H., Júlio, E. & Lourenço, J. (2012). New approach for shrinkage prediction of high-strength lightweight aggregate concrete. *Constructions and Buildings materials*, 35, 84–91. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.02.052.
13. Golishev, O.B. & Bambura, A.N. (2004). *Kurs leksii z osnov rozrakhunku konstruksii z oporu zalizobetonu*. Kyiv: Logos. (In Russ.).
14. Babich, E.M. (1998). *Konstruksii iz legkikh betonov na poristyykh zapolnitelyakh*. Kyiv: Vishcha shkola. (In Russ.).
15. Akhmedov, I., Rizaev, B., Khamidov, A., Kholmiraev, S., Umarov, I. & Khakimov, S. (2022). Analiz vliyaniya sukhogo zharkogo klimata na rabotu zhelezobetonnykh elementov. *J. of new century innovations*, 19(6), 39–48. (In Russ.).
16. Maskalkova, Yu.G. & Rzhhevutskaya, V.A. (2022). Compressive cylinder strength and deformability of expanded clay fiber-reinforced concrete with polypropylene. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 18(2), 31–42. DOI: 10.22337/2587-9618-2022-18-2-31-42.

Поступила 04.09.2023

SUGGESTIONS FOR CALCULATION OF RELATIVE STRAIN OF THE TOTAL SHRINKAGE OF EXPANDED CLAY CONCRETE

V. RZHEVUTSKAYA, Yu. MASKALKOVA
(Belarusian-Russian University, Mogilev)

The article provides an analytical review of studies on the shrinkage strain development of expanded clay concrete, based on which it was established that a significant factor is the local raw material base. It means that for each region it is important to accumulate experimental data and correct design models for the analytical determination of the total shrinkage strain. In this regard, the task of the study was to develop suggestions for calculating the relative strain of the total shrinkage of expanded clay concrete, made on the basis of the local raw material base. Predicated on the results of the study and according to the provisions of SP 5.03.01 and Eurocode 2, the improved model for the analytical determination of the values of relative strain of the total shrinkage of structural expanded clay concrete was developed. The proposed model takes into account the value of cement activity as a determining factor of the cement stone strength, and it takes into account the water-cement ratio and the coarse aggregate volume. The proposed design model makes it possible to determine with sufficient accuracy the value of the relative strain of the total shrinkage of expanded clay concrete at the age of 28 to 120 days.

Keywords: shrinkage, free shrinkage, shrinkage strain, expanded clay aggregate, lightweight aggregate concrete, expanded clay concrete, design model.

УДК 72.06

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-55-62

ОСОБЕННОСТИ ВОСПРИЯТИЯ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ

А.В. ТОЛОЧКО

(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)

ORCID <https://orcid.org/0000-0002-6991-3794>

Для здоровья и комфорта человека важно качественное внешнее окружение. И если индивидуальное пространство каждый человек оформляет под свои возможности, желания и вкусы, то эстетика городской общественной среды должна удовлетворять если не всех, то хотя бы большинство жителей города. В данной статье рассмотрены и проанализированы компоненты, из которых состоит восприятие человеком городской среды. Предложено деление этой среды на внутреннюю, внешнюю и внутреннюю общественную; подход к каждой из них при проектировании и модернизации кардинально отличается.

Ключевые слова: визуальная информация, объекты информации, городская среда, восприятие города.

Введение. В сложном процессе восприятия городской среды участие принимают человек, искусственно созданная среда и естественное природное окружение. В этом треугольнике восприятия базой, основой, неподвижным элементом выступает природное окружение. На базу накладывается искусственно созданная человеком среда, которая является изменяемой, подвижной и в большей степени влияет на восприятие города. Человек же в этой системе является создателем искусственной среды, непосредственным ее участником и наблюдателем, воспринимающим город не только как место жизнедеятельности, но и как живую картину, способную изменяться во времени, вызывать разные чувства. Различные формы, плоскости, объемы, линии и цвета вызывают у человека различные эмоции. Город мы воспринимаем как совокупность видов, визуальных знаков и символов, звуков, ароматов, а значит вся активная жизнь современных городов оказывает сильное влияние на человеческое состояние. Высокая интенсивность городских процессов – информационные потоки, движение транспорта и пешеходов, коммуникационные процессы – провоцируют у жителя мегаполиса эмоциональное напряжение. Человек даже не всегда осознает, что именно спровоцировало ухудшение его ментального состояния, но для восстановления сил и энергии обычно нужна тишина, спокойствие и уют. Это значит, что городская среда, подобно индивидуальному жилому дому, должна иметь деление на активную и пассивную зону.

Изучением восприятия городской среды занимались отечественные теоретики архитектуры, такие как А.В. Иконников, А.Э. Гутнов, А.А. Высоковский, Е.Л. Беляева, А.Г. Раппапорт и др. [1–5]. А.В. Иконников предлагал различать такие уровни пространства, как физическое, концептуальное и перцептивное пространство [1]. В трудах Дж. Гиббсона и В.А. Филина затронут такой аспект рассматриваемой проблематики, как экология зрительного восприятия [6]. Ю.Р. Горелова писала о том, что формирование образа начинается с уровня ощущений. После к этой первичной информации добавляется информация о прошлых опытах человека и подключается мышление, также подключаются процессы воображения, и тогда формируется ткань образа. Получается, что в формировании образа присутствуют стадии первичного чувственного восприятия, логического осмысления, активизируются процессы памяти и воображения. При этом образ лишен коллажности и мозаичности, напротив, образ всегда предполагает целостность картинки [7].

В своей книге «Города для людей» Ян Гейл [8] объясняет, почему одни города комфортные, а другие нет. Он рассказывает о простых вещах, которые люди постоянно ощущают, не осознавая этого. Например, о том, что мы идем туда, где уже есть люди. Дети бегут играть на площадки, где полно других детей, а людная улица даже в темное время суток кажется безопасной. Автор книги действительно показывает, насколько сильно среда воздействует на человека. Как говорит Ян Гейл: «Сначала мы формируем города, а потом они формируют нас». Он рассказывает о проектировании общественных пространств, автомобильных дорог, особое внимание уделяет пешеходам и велосипедистам. В современном мире зачастую человек уходит на второй план, а Ян Гейл предлагает не забывать о том, что человек – главный действующий персонаж, и все спроектировано для него. Восприятие – это эмоции, которые человек получает, находясь в том или ином месте. Эмоциональное воздействие архитектурной среды на человека изучали Г.Ю. Сомов, А.Г. Раппапорт, Г.В. Забельшанский, Г.Б. Минервин. Их общая книга «Архитектура и эмоциональный мир человека» [9] является фундаментальной работой в области психологии восприятия архитектуры и содержит важные аргументы и доводы, которые позволяют построить взаимосвязи между архитектурой, эмоциями и поведением человека. Авторы книги имеют опыт исследований в области психологии восприятия, который показывает, что человек в своих эмоциях сугубо индивидуален. Автор данной статьи также считает, что дизайн архитектурной среды может вызывать крайне противоположные впечатления, и городская среда не может быть комфортной для всех. Однако, имея определенные данные социологических опросов и сформулированные по ним принципы, можно создать максимально благоприятную для жителей конкретного города среду, учитывая их интересы и образ жизни [10].

Основная часть. Город – это искусственно созданная среда, вписанная в естественное природное окружение. Анализ восприятия городской среды начнем со сравнения элементов искусственной и естественной среды.

Под видимой средой следует понимать окружающую среду, которую человек воспринимает через орган зрения во всем ее многообразии. Всю видимую среду можно условно разделить на две части: а) естественную – находящуюся в полном соответствии с физиологическими нормами зрения; б) искусственную – видимую среду, находящуюся в противоречии с законами зрительного восприятия человека. Искусственная среда может быть трех видов: гомогенная видимая среда – та, в которой отсутствуют видимые элементы, или число их резко снижено; агрессивная среда – та, в которой рассредоточено большое количество одинаковых элементов; комфортная визуальная среда – среда с большим разнообразием элементов в окружающем пространстве.

Воспринимая город, человек видит в основном плоские поверхности, пересеченные под прямым углом: здания, фасады с окнами и дверями, площади, улицы, дороги. Искусственная среда сильно контрастирует с естественной, которая, напротив, характеризуется плавными линиями, непредсказуемыми, индивидуальными силуэтами. В созданной человеком среде много однотипных деталей, окон, дверей, что связано с удобствами типового проектирования. В природе же мы вряд ли сможем найти одинаковые пейзажи, деревья, облака, кусты. Также огромное отличие естественной и искусственной среды в их цветовой гамме. В природе преобладают зеленые, синие, коричневые цвета, в то время как в созданной человеком среде много серого цвета, что также связано с типизацией бетонных серых конструкций, хотя на сегодняшний день палитра цветов для создания городской среды не ограничена. Важно отметить тот факт, что природа в городе уже давно не находится в своем первоначальном состоянии. Человек вносит в нее коррективы, облагораживает ее, за счет таких преобразований уменьшается контраст естественной и искусственной среды в городе. В таблице 1 приведена сравнительная характеристика естественной и искусственной городской среды, где естественная среда рассматривается в своем первоначальном виде.

Таблица 1. – Сравнительная характеристика естественной и искусственной городской среды

Среда	Объем	Линии	Форма	Свет	Цвет	Пространство
Естественная среда	Сложные очертания	Плавные, кривые, сложные	Непредсказуемые плоские и объемные фигуры	Естественный солнечный	Натуральные природные	Границами служат деревья, рельеф
Искусственная среда	Геометрические формы	Прямые, простые	Геометрические фигуры разных размеров	Теплый, холодный, цветной, различной интенсивности и направления	Различные	Формируется зданиями и сооружениями

На восприятие человеком города оказывают влияние не только естественная и искусственная среда, но и социальная. На рисунке 1 показана предлагаемая автором статьи структура восприятия городской среды.



Рисунок 1. – Структура восприятия городской среды

I уровень является фундаментом и каркасом города. Это неподвижный уровень городской среды, основа города, на которую нанизываются все остальные элементы. Это структура города, с его природой, транспортно-пешеходным каркасом и зданиями. II уровень пирамиды восприятия городской среды является подвижным. Тут происходят основные изменения при модернизации городской среды. Здесь располагается все то предметное

насыщение, которое помогает нам ориентироваться в городе, структурировать маршруты, получать необходимую нам информацию, отдыхать, выполнять бытовые действия и др. Все особенности восприятия, связанные так или иначе с социальной средой и индивидуальными особенностями человека, находятся на III уровне пирамиды. Мы рассматриваем отдельные составляющие города, а в нашем сознании складывается обобщенный образ. Условно этот уровень можно разделить на 3 слоя. Человек в силу своих физиологических особенностей воспринимает город с определенной высоты, под определенным углом, способен видеть вдаль на определенное расстояние. Возраст, пол, жизненный опыт, социальный статус – это все влияет на обработку информации, получаемой нами извне. На восприятие города оказывают влияние также индивидуальные интеллектуальные особенности, увлечения и занятость человека, его умение видеть и чувствовать. Так, например, проще удивить и впечатлить человека, который мало что видел за свою жизнь. Можно наблюдать, с каким интересом дети рассматривают новые предметы, которые взрослым кажутся примитивными. Человек воспринимает все в этом мире сквозь свои убеждения, нормы и правила. На одну и ту же вещь можно взглянуть по-разному. Для одного определенное место будет уютным, приятным, родным, а для другого – максимально некомфортным. Можно даже отметить, что люди считают уютными такие места, которые похожи на места из их детства. И с детства живя в сером районе людям кажется это нормой. Сами жители города также добавляют нотки в общую городскую картину. Всегда доброжелательность горожан приукрашивает общее впечатление от города. По городскому населению всегда понятен не только уровень жизни в городе, но и интересы и степень развития жителей.

Исходя из анализа городской среды, был сделан вывод, что существует определенная разница в восприятии разных городских зон. Для более четкого понимания этой разницы и выявления существующих проблем и способов их решения автор статьи предлагает разделить городскую среду в горизонтальном плане на три вида (рисунок 2). Внешняя городская среда – это самая оживленная, активная часть города, здесь постоянное движение, много общественных зданий, повернутых главными фасадами к улицам. Внутренняя городская среда – это крайняя противоположность внешней, здесь должно быть уютно, тихо и спокойно. Тут располагаются придомовые территории с домами, повернутыми задним фасадом, образуя замкнутое пространство. К внутренней общественной среде можно отнести городские территории для отдыха и прогулок, такие как парки, скверы. Здесь присутствуют черты как внешней, так и внутренней городской среды.

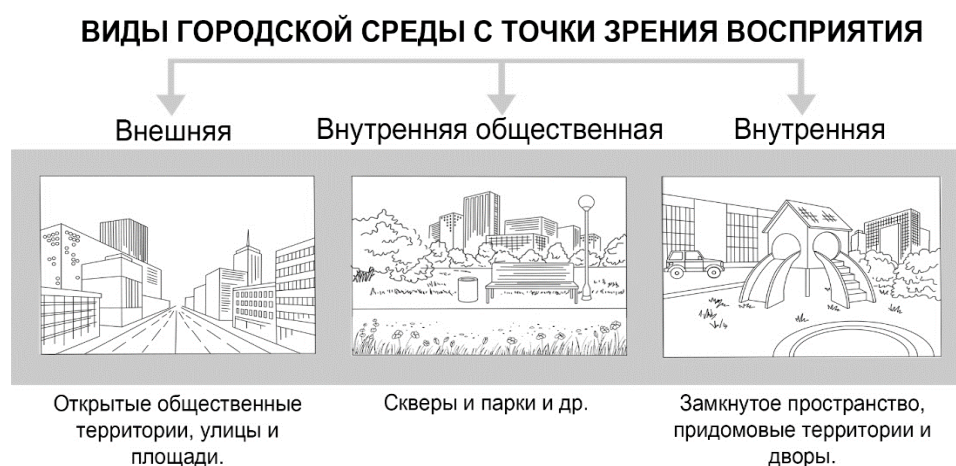


Рисунок 2. – Виды городской среды

Восприятие внешней городской среды – это то, каким город видят приезжие люди, туристы, гости или жители города, перемещаясь между районами. Это общая картинка, которая остается в памяти и помогает идентифицировать конкретный город от множества других. Это главные улицы, фасады зданий, основные места концентрации людей. Все силы градостроителей, дизайнеров и специалистов по городской среде направлены в основном на улучшение внешнего облика города. Пространство внешней среды – это улицы и площади. Обычно это открытые территории, общественные, в которых ощущается свобода и скорость. Большинство зданий в центре города Гомеля отражают его культуру и являются исторически ценными. Декоративные детали на фасадах зданий обогащают их пластику, создают комфортное визуальное восприятие городской среды. Для сохранения внешнего облика таких зданий необходимо оставлять их в той задумке, как их видел автор. Здесь должно быть приятно прогуливаться, рассматривать оформленные витрины. В первых этажах центральных улиц Гомеля, как и во многих других городах, располагаются магазины, кафе, банки, почтовые отделения и др. С каждым годом на этих улицах появляется все больше летних кафе, оформленных витрин и новых вывесок. Но здания в большинстве своем старые и несут историко-культурную ценность, а значит вся красота фасадов, лепнины, цветового решения не должна быть утеряна. Внося изменения во внешнюю городскую среду, важно соблюдать баланс между стабильностью и новизной, сохранять историческую застройку и объекты, выполняющие функцию ориентиров и формирующие образ города. Город растет и изменяется, но его центр, являющийся ядром, хранит историю, а значит здесь не должны происходить кардинальные изменения.

Внутренняя городская среда, это то пространство, которое мы видим, свернув с главных улиц и попав на прилегающие к дому территории. Пространство дворов – это относительно замкнутая территория, для которой важнее уют, спокойствие и тишина. Это та часть города, которую жители видят ежедневно, а значит и влияние на них она оказывает более сильное. Автором данной статьи предлагается называть такую среду внутренней не только по той причине, что дворовые территории имеют относительно замкнутое пространство, но и потому, что дворовые территории люди воспринимают более близко в эмоциональном плане. На качество жизни людей влияет именно благосостояние внутренней городской среды, так как для многих это продолжение дома: здесь свой круг общения, своя детская площадка, своя скамейка, здесь более сильные внутренние эмоции.

В отличие от внешней городской среды, которая формирует образ города и не может значительно изменяться, внутреннюю среду можно менять кардинальным образом, благодаря чему достигаются лучшие результаты выполнения всех необходимых требований. Именно с дворовых территорий начинают формироваться представления о комфорте и уюте города, здесь начинается коллективное воспитание каждого нового поколения. От многих дворовых территорий, созданных еще в советское время, сейчас сохранились лишь остатки. Особенно остро эта проблема прослеживается в центральной части города. Ошибочно полагать, что в центре города не нужно ремонтировать дворы, т.к. количество детей здесь значительно меньше, чем в спальных районах. Во-первых, дворовые территории – это не только детские площадки. А во-вторых, здесь много арендного жилья для гостей и туристов: сворачивая с красивых центральных улиц, люди более ярко замечают контраст внешней и внутренней среды в центре города с точки зрения благоустройства, а на контрасте всегда более четко видны все недостатки.

В центральном районе Гомеля малоэтажные дома, маленькие дворы и жителей действительно гораздо меньше, чем в спальных районах. Но посещаемость людьми этих территорий не меньше, так как здесь сконцентрированы торговые центры, основные места работы и учебы. Исходя из того, что дворовые территории центрального района Гомеля имеют небольшие размеры, насыщать каждый двор всеми функциями, необходимыми современному человеку, не совсем верно. Автор статьи считает важным разделить весь район на кварталы и уже в этих кварталах зонированно насыщать территорию необходимыми объектами. При модернизации дворовых территорий важно учитывать, что их функции в центральном и спальных районах немного отличаются. Во-первых, дворовыми территориями в центральном районе пользуются не только жители ближайших домов, но также посетители общественных зданий и люди, работающие рядом. А во-вторых, ситуация усложняется подъездами для транспорта к магазинам, расположенным в первых этажах домов.

Важно помнить, что насыщение дворовых территорий напрямую влияет на то, чем будут заниматься дети. Например, если во дворе разместить спортивные площадки, то с большой долей вероятности дети начнут подтягиваться и отжиматься, а если оборудовать место для катка зимой, то наверняка большинство детей будет уметь кататься на коньках. Для создания комфортного и удобного двора важно знать, чем занимаются и чего не хватает именно его пользователям. Поэтому, начиная проект модернизации дворовых территорий, важно провести опрос жителей близлежащих домов и выяснить все плюсы и минусы существующей ситуации.

Также обращает на себя внимание контраст главных и второстепенных фасадов в центральной части города. Фасады зданий, выходящих во двор, никогда не отличались изобилием декоративных элементов, а многие из них нуждаются в обычном косметическом ремонте. На рисунке 3 (а, б) приведен пример такого контраста. На рисунке 3 (в, г) использован один из вариантов уменьшения такого контраста, здесь боковые и задний фасады окрашены в цвет главного фасада, за счет этого здание выглядит более цельным. Эти здания находятся по улице Советская в городе Гомеле.



а, б – контрастные фасады; в, г – уменьшение контраста за счет цвета

Рисунок 3. – Примеры фасадов зданий внешней и внутренней городской среды в г. Гомеле

Внутренняя общественная среда имеет черты как внешней, так и внутренней среды, однако во многом от них отличается. Ее основные функции – это озеленение и рекреация. Здесь должно быть спокойно и уютно, как в дворовых территориях, однако набор функциональных зон кардинально отличается. В таких зонах часто размещают объекты развлекательного характера. Подобно внешней среде такие пространства являются общественными, однако движение тут замедлено, границы образуются озеленением, здесь естественной среды гораздо больше, чем искусственной, и это те места, где можно спрятаться от городского шума и суеты. Здания в такой среде практически отсутствуют, либо вся парковая композиция формируется вокруг какой-то важной постройки, например, дворца или собора. На рисунке 4 показана архитектура в разной городской среде.



**а – внешняя городская среда, ул. Советская; б – внутренняя городская среда, ул. Трудовая;
в – внутренняя общественная городская среда, парк имени Луначарского**

Рисунок 4. – Здания разных видов городской среды в центральном районе г. Гомеля

Городская среда состоит не только из пространства, но и имеет огромное количество различного предметного насыщения, несущего в себе визуальную информацию. Сейчас довольно сложно представить себе город только со зданиями и дорогами, без какой-либо дополнительной визуальной информации, которая состоит из комплекса специальных указателей, вывесок, рекламных щитов, помогающих человеку ориентироваться в пространстве и узнавать новости благодаря своему содержанию. В Гомеле, как и в других городах нашей страны, наибольшую популярность получили рекламные вывески над небольшими магазинами в первых этажах крупных улиц. Примерами могут быть: ул. Советская, пр. Победы, пр. Ленина. Старые постройки не предполагали размещение на себе рекламы. Они уже сами по себе являются носителями информации, но информации другого характера: они несут в себе историю, память, чувства, возможно, ностальгию; и здесь уже нужно постараться повесить вывеску кафе или магазина так, чтобы она читалась, но не нарушала облик здания. На это будут влиять и размеры, и конкретное место размещения, и цвет вывесок.

Сегодня существует определенная проблема, связанная с перенасыщением города визуальной информацией, а многие крупные города имеют облик «рекламного журнала». Такое изобилие визуальных объектов затрудняет ориентацию в городе, а также порой бывает сложно определить наиболее привлекательные и полезные для посещения участки города. Несмотря на это, человек нуждается в утолении своего информационного голода, а значит, необходимо структурировать эти объекты, вносить четкость в их объем, количество и места размещения, чтобы городская среда была в меру очевидна, интересна и легка в распознавании. Подобные проблемы, связанные с размещением вывесок и рекламы, характерны для внешней городской среды. Дворовые территории предназначены для жителей близлежащих домов, здесь отсутствуют активные потоки людей, а соответственно, рекламные вывески здесь не будут выполнять свою функцию. Фасады зданий, выходящих во двор, никогда не отличались изобилием декоративных элементов, а многие из них нуждаются в обычном косметическом ремонте. Предметное насыщение дворовых территорий в центральном районе зачастую просто отсутствует, а для грамотного размещения этих объектов важно рассматривать каждый квартал дворов отдельно и руководствоваться набором необходимых функциональных зон.

Машины как элемент городской жизни также по-разному воспринимаются во внутренней и во внешней городской среде. На городских улицах транспорт находится в основном в движении, а в дворовых территориях это по большей части статично припаркованные автомобили. Транспорт, расположенный на парковках, более длительно загораживает обзор, чем транспорт, находящийся в движении. Следовательно, размещать зону парковки в дворовой территории необходимо в местах, максимально удаленных от окон жилых домов, с минимальным заездом к этой зоне и по возможности отделять парковку живой изгородью или забором от детской, спортивной зоны и зоны отдыха. Чем меньше территории двора будет занято асфальтом, тем больше площади останется под озеленение. Если есть возможность, то лучше проектировать многоуровневую парковочную зону, частично размещенную под землей. Определенную проблему несет грузовой транспорт, зона погрузки которого в центральной части города совпадает с дворовой зоной и подъездами к домам. Помимо минимальной траектории движения грузового транспорта, важно продумывать количество и места пересечения этих траекторий с основными путями движения людей. Транспорт во внутренней общественной среде отсутствует, за счет чего и создается тихая и спокойная зона для отдыха.

Озеленение города – это один из лучших вариантов сгладить агрессивность искусственной среды, добавить в нее черты естественной среды, такие как плавность линий, легкость, мягкость углов. Количество личного транспорта растет, дороги на главных улицах расширяются до предела, поэтому ранее существовавших зеленых зон вдоль тротуаров становится все меньше. Озеленить внешнюю городскую среду становится сложнее, а значит, необходимо активно работать в этом направлении и внедрять новые технологии в озеленение визуальной среды города. Сегодня уже часто используют озеленение фасадов, ограждений, крыш, устанавливают кашпо с декоративными растениями вдоль тротуаров, у входа в здания. В центральной части города Гомеля есть такие примеры. Использование крыши зданий для увеличения зеленых зон в нашем городе не применяется. Это связано с тем, что большинство крыш в центральной части города являются двускатными. Хочется сказать, что рассчитывать на улучшение визуальной среды города только за счет декоративного озеленения не совсем верно. Холодная погода занимает как минимум половину года, а значит необходимо искать круглогодичные способы улучшения эстетики города. Здесь нам на помощь приходят цвет, свет и малые архитектурные формы. Что касается озеленения внутренней городской среды, то в нашем городе такой проблемы не стоит. В любом дворе (и в центре, и в спальных районах) достаточно зеленых зон, которые лишь нуждаются в облагораживании.

В зимнее время, когда темное время суток имеет длительный промежуток, при выборе средства для создания эстетической городской среды на передний план выходит освещение. В темное время суток наше зрение не способно уловить цветовые нюансы, поэтому цвет подсветки нужно подбирать не под здание, а под освещение всей улицы. Тогда создается целостная структура уличного освещения, уютная атмосфера, гармония. Но конечно же уровень освещения не может быть одинаковым в разное время года, а также в разных местах и районах города. Он должен регулироваться и оговариваться в соответствующих разрешениях. Например, чрезмерно яркая подсветка рекламной конструкции в спальном районе может мешать жителям, в то время как на центральных улицах такое освещение будет еще больше оживлять вечерний город.

Для подведения итогов всему вышесказанному выделим основные компоненты, влияющие на восприятие городской среды. Внешняя, внутренняя и внутренняя общественная городская среда состоит из одних и тех же компонентов, однако имеются различия в их размещении, функции и количестве (таблица 2).

Таблица 2. – Средства гармонизации городской среды

Среда	Внешняя	Внутренняя	Внутренняя общественная
Пространство	Открытое. Улицы	Замкнутое. Дворы	Открытое и замкнутое. Парки и скверы
Здания	Различного назначения	Дворовые фасады жилых зданий	Отсутствуют или небольшие постройки
МАФ	Функциональные, мемориальные, декоративные	Функциональные	Функциональные, мемориальные, декоративные
РИК	Много	Доски объявлений	Отсутствуют
Транспорт	Все виды	Личные автомобили	Отсутствует
Озеленение	Декоративное озеленение, клумбы и цветники	Деревья, кустарники, газоны	Все виды озеленения
Цвет	Цвета строительных материалов зданий, сооружений и дорог	Любые цвета	В основном природные естественные цвета, зеленый и коричневый
Освещение	Любое	Фонари	Фонари, декоративная подсветка

Заключение. Обобщая результаты проведенного выше анализа городской среды, можно в качестве выводов выделить следующие пункты.

1. На восприятие городской среды оказывает влияние гораздо больше компонентов, чем человек может себе представить. Помимо всего, что перечислено в пирамиде на рисунке 1, на восприятие влияют краткосрочные компоненты, такие как наше настроение, пора года, а также долгосрочные, такие как мода, исторические условия, временные рамки.

2. Городскую среду можно разделить на три вида, к каждому из которых предъявляются определенные требования: внешняя, внутренняя и внутренняя общественная.

3. Средства создания и гармонизации у разных видов городской среды одинаковые, есть лишь нюансы в их количестве и местах размещения. Уменьшая контрасты между разными видами городской среды, можно добиться цельной гармоничной городской картины.

4. Главным средством гармонизации города является максимальное внедрение характеристик естественной среды в созданную человеком искусственную среду.

5. Городская среда должна соответствовать не только минимальным требованиям для удовлетворения жизненных потребностей, но и создавать условия для развития творческой и научной деятельности для постоянно прогрессирующего улучшения условий жизни.

Если рассматривать город с точки зрения агрессивной и гомогенной среды, то места с архитектурой прошлых столетий будут гораздо приятнее глазу человека. Богатый архитектурный декор, натуральные материалы, интересные силуэты и гармоничные цветовые решения зданий создают визуальную комфортную среду с разнообразием чередующихся элементов, расположенных на разной удаленности. Наибольшее эстетическое удовольствие люди получают от восприятия предметов и явлений, имеющих совершенство форм, которые отличаются гармоничностью, соразмерностью, завершенностью, ритмичностью. Таким образом, получается, что для создания гармоничной среды необходимо в искусственную среду вводить элементы с характеристиками естественной среды. Такая комбинация даст наилучшие результаты.

ЛИТЕРАТУРА

1. Иконников А.В. Искусство, среда, время. Эстетическая организация городской среды. – М.: Советский художник, 1985. – 336 с.
2. Гутнов А.Э. Города и люди. – М.: МП «Ладья», 1993. – 320 с.
3. Высоковский А.А. Визуальные образы городской среды. – М.: Локус Стэнди, 2008. – 236 с.
4. Беляева Е.Л. Архитектурно-пространственная среда города как объект зрительного восприятия. – М.: Стройиздат, 1977. – 125 с.
5. Раппапорт А.Г. Среда и архитектура // Городская среда: проблемы существования: сб. науч. работ / Под ред. А.А. Высоковского, Г.З. Каганова. – М.: ВНИИТАГ, 1990. – С. 157–178.
6. Филин В.А. Видеоэкология: что для глаза хорошо, а что – плохо. – М.: Видеоэкология, 2006. – 512 с.
7. Горелова Ю.Р. Образ города в восприятии горожан: моногр. – М.: Ин-т Наследия, 2019. – 154 с.
8. Гейл Я. Города для людей. – М.: Альпина Паблишер, 2012. – 276 с.
9. Архитектура и эмоциональный мир человека / Г.Ю. Сомов, А.Г. Раппапорт, Г.В. Забелышанский и др. – М.: Стройиздат, 1985. – 208 с.
10. Архитектура Гомеля: моногр. / И.Г. Малков, И.И. Малков, А.В. Евстратенко. – Гомель: БелГУТ, 2021. – 176 с.

REFERENCES

1. Ikonnikov, A.V. (1985). *Iskusstvo, sreda, vremya. Esteticheskaya organizatsiya gorodskoi sredy*. Moscow: Sovetskii khudozhnik. (In Russ.).
2. Gutnov, A.E. (1993). *Goroda i lyudi*. Moscow: MP «Lad'ya». (In Russ.).
3. Vysokovskii, A.A. (2008). *Vizual'nye obrazy gorodskoi sredy*. Moscow: Lokus Standi. (In Russ.).
4. Belyaeva, E.L. (1977). *Arkhitekturno-prostranstvennaya sreda goroda kak ob'ekt zritel'nogo vospriyatiya*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
5. Rappaport, A.G. (1990). *Sreda i arkhitektura*. In A.A. Vysokovskii (Eds.) & G.Z. Kaganov (Eds.) *Gorodskaya sreda: problemy sushchestvovaniya: sb. nauch. rabot* (157–178). Moscow: VNIITAG. (In Russ.).
6. Filin, V.A. (2006). *Videoeкологиya: chto dlya glaza khorosho, a chto – plokho*. Moscow: Videoeкологиya. (In Russ.).
7. Gorelova, Yu.R. (2019). *Obraz goroda v vospriyatii gorozhan: monogr.* Moscow: In-t Naslediya. (In Russ.).
8. Geil, Ya. (2012). *Goroda dlya lyudei [Cities for people]*. Moscow: Al'pina Publisher. (In Russ.).
9. Somov, G.Yu., Rappaport, A.G., Zabel'shanskii, G.V. & Minervin, G.B. (1985). *Arkhitektura i emotsional'nyi mir cheloveka*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
10. Malkov, I.G., Malkov, I.I. & Evstratenko, I.G. (2021). *Arkhitektura Gomelya: monogr.* Gomel: BelGUT. (In Russ.).

Поступила 24.04.2023

FEATURES PERCEPTION OF THE URBAN ENVIRONMENT**A. TOLOCHKO****(Belarusian State University of Transport, Gomel)**

A quality external environment is important for human health and comfort. And if each person draws up an individual space according to his abilities, desires and tastes, then the aesthetics of the urban public environment should satisfy, if not all, then at least the majority of city residents. This article discusses and analyzes the components that make up a person's perception of the urban environment. It is proposed to divide this environment into internal, external and internal public, the approach to which in the design and modernization is radically different.

Keywords: *visual information, information objects, urban environment, perception of the city.*

УДК 624.072

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-63-67

О ДЕФОРМАЦИОННОМ РАСЧЕТЕ СЖАТО-ИЗОГНУТОГО СТЕРЖНЯ ПРИ СОВМЕСТНОМ УЧЕТЕ СИЛОВОГО И ТЕПЛОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЙ

канд. техн. наук, доц. Л.С. ТУРИЩЕВ

(Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой)

Рассматривается гибкий сжато-изогнутый стержень при совместном действии нагрузки и температуры. Получено дифференциальное уравнение оси сжато-изогнутого стержня с произвольной схемой опирания. Изучается влияние теплового воздействия на параметры напряженно-деформированного состояния стержня. На частном примере показано, что изгибающий момент с учетом теплового воздействия может существенно увеличиваться.

Ключевые слова: деформационный расчет, сжато-изогнутый стержень, силовое воздействие, тепловое воздействие, напряженно-деформированное состояние, принцип суперпозиции, геометрическая нелинейность.

Введение. Принято расчет конструкций на действие нагрузки и температуры производить отдельно, а затем найденные параметры напряженно-деформированного состояния (НДС), согласно принципу суперпозиции, складывать. Но такой подход справедлив только для линейно деформируемых систем. В случае же гибких конструкций необходимы учет геометрической нелинейности и выполнение деформационного расчета конструкции. Наиболее глубоко и детально изучены вопросы деформационного расчета гибких сжато-изогнутых стержней на действие нагрузки. Здесь можно отметить работы [1–3]. Однако приводимые в этих работах дифференциальные уравнения, лежащие в основе деформационного расчета сжато-изогнутых стержней, не учитывают влияние теплового воздействия на изменение параметров НДС вследствие учета геометрической нелинейности.

Основная часть. Рассматривается деформационный расчет прямолинейного упругого стержня симметричного постоянного поперечного сечения с произвольными закреплениями концов, ограничивающими полностью или частично все перемещения концевых сечений. Стержень подвергается действию продольной силы N , произвольной поперечной нагрузки и тепловому воздействию (рисунок 1). Поперечная нагрузка и тепловое воздействие на рисунке 1 показаны условными буквенными обозначениями P и t .

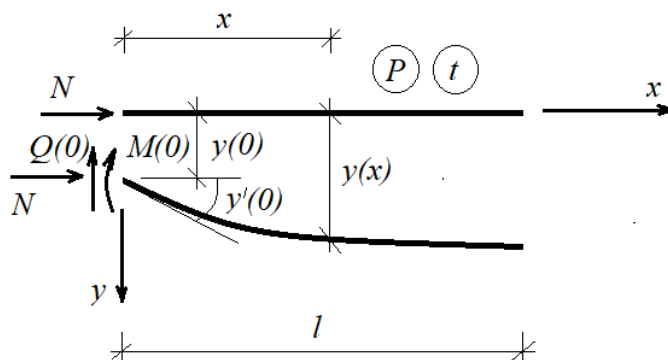


Рисунок 1. – Прямолинейный упругий стержень с произвольными закреплениями концов

Тепловое воздействие характеризуется двумя независимыми величинами – приращением внутренней температуры Δt_g и приращением наружной температуры Δt_n . Внутренней считается более высокая температура. Скорость изменения приращения температуры по высоте поперечного сечения h определяется по формуле

$$\Delta t' = \frac{\Delta t_g - \Delta t_n}{h}$$

НДС стержня в произвольном сечении характеризуется прогибом $y(x)$, углом поворота сечения $y'(x)$, изгибающим моментом $M(x)$, поперечной силой $Q(x)$ и постоянной продольной силой N . НДС стержня в начале координат характеризуется начальными параметрами y_0, y'_0, M_0, Q_0 и зависит от условий закрепления сечения в этом месте.

В соответствии с гипотезой плоских сечений кривизна искривления стержня, вызванного тепловым воздействием, описывается выражением

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_T = -\alpha \Delta t', \quad (1)$$

где α – коэффициент линейного расширения конструкционного материала, из которого выполнен стержень.
Кривизна изгиба, порождаемого действием нагрузки, описывается известным из сопротивления материалов выражением

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_P = \pm \frac{M}{EI}, \quad (2)$$

где E – модуль упругости конструкционного материала стержня;
 I – момент инерции поперечного сечения стержня относительно оси, перпендикулярной плоскости изгиба;
 M – изгибающий момент, возникающий в произвольном сечении.
Тогда кривизна стержня при совместном действии температуры и нагрузки получится сложением (1) и (2) и с учетом правил знаков в координатной системе, показанной на рисунке 1, будет иметь вид

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} - \alpha \Delta t'. \quad (3)$$

Величина момента, с учетом продольной силы, описывается выражением

$$M(x) = M(0) + Q(0)x + N[y - y(0)] + M_P, \quad (4)$$

где M_P – изгибающий момент, возникающий в произвольном сечении от действия поперечной нагрузки.
Подставляя в левую часть (3) приближенное выражение для кривизны линии, получим дифференциальное уравнение сжато-изогнутого стержня при совместном приложении нагрузки и теплового воздействия:

$$y'' + k^2 y = -\frac{M(0) + Q(0)x - Ny(0) + M_P}{EI} - \alpha \Delta t', \quad (5)$$

где $k^2 = \frac{N}{EI}$.

Полученное уравнение (5) является обыкновенным неоднородным дифференциальным уравнением второго порядка с постоянными коэффициентами, и его решение имеет вид

$$y = y_1 + y_2,$$

где $y_1 = A \sin(kx) + B \cos(kx)$ – общее решение однородного дифференциального уравнения, получаемого из (5);

$$y_2 = -\frac{M(0) + Q(0)x - Ny(0) + M_P + EI\alpha\Delta t'}{k^2 EI} \quad \text{– частное решение уравнения (5).}$$

Выражая произвольные постоянные через начальные параметры, получим следующее решение уравнения (5):

$$y = y(0) + \frac{y'(0)}{k} \sin kx - \frac{M(0) + M_P + EI\alpha\Delta t'}{k^2 EI} (1 - \cos kx) - \frac{Q(0)}{k^3 EI} (kx - \sin kx). \quad (6)$$

Полученное решение описывает прогибы, возникающие в стержне при совместном действии нагрузки и температуры. Продифференцировав (6) один раз по x , получим выражение для углов поворота сечений:

$$y' = y'(0) \cos kx - \frac{M(0) + M_P + EI\alpha\Delta t'}{kEI} \sin kx - \frac{Q(0)}{k^2 EI} (1 - \cos kx). \quad (7)$$

Покажем применение полученных формул (6), (7) для деформационного расчета сжато-изогнутого стержня с конкретной схемой опирания и определения параметров НДС. Рассмотрим шарнирно опертый стержень при совместном действии температуры, продольной силы N и поперечной силы P , приложенной в середине пролета, показанный на рисунке 2.

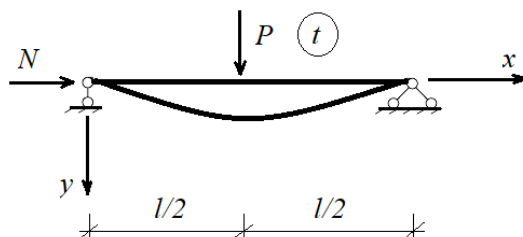


Рисунок 2. – Шарнирно опертый стержень при совместном действии температуры, продольной и поперечных сил

В соответствии с условиями закрепления стержня в начале координат начальные параметры характеризуются следующими значениями:

$$y_0 = 0, y'_0 \neq 0, M_0 = 0, Q_0 = \frac{P}{2}. \quad (8)$$

С учетом (8) выражение для прогибов (6) примет вид

$$y = \frac{y'(0)}{k} \sin kx - \frac{\alpha \Delta t'}{k^2} (1 - \cos kx) - \frac{P}{2k^3 EI} (kx - \sin kx). \quad (9)$$

Из условий закрепления стержня на правом конце ($x=l$) следует, что прогиб на этом конце равен нулю $y(l) = 0$. Следовательно,

$$y'(0) = \frac{P}{2EI} \frac{kl - \sin kl}{k^2 \sin kl} + \alpha \Delta t' \frac{(1 - \cos kl)}{k \sin kl}. \quad (10)$$

С учетом (10) прогибы стержня будут описываться выражением

$$y(v) = \frac{Pl^3}{2EI} \frac{1}{v^3} \left[\frac{v - \sin v}{\sin v} \sin v \xi - (v \xi - \sin v \xi) \right] + \alpha \Delta t' l^2 \frac{1}{v^2} \left[\frac{1 - \cos v}{\sin v} \sin v \xi - (1 - \cos v \xi) \right], \quad (11)$$

а выражение для изгибающих моментов имеет вид

$$M(v) = \frac{Pl}{2} \left\{ \xi + \frac{1}{v} \left[\frac{v - \sin v}{\sin v} \sin v \xi - (v \xi - \sin v \xi) \right] + \frac{2EI \alpha \Delta t'}{Pl} \left[\frac{1 - \cos v}{\sin v} \sin v \xi - (1 - \cos v \xi) \right] \right\}. \quad (12)$$

Выражения (11) и (12) записаны с использованием безразмерного параметра продольной силы $v = kl$ и безразмерной абсциссы сечения $\xi = \frac{x}{l}$.

Полагая в (11) $x = 0,5l$, найдем для стержня максимальный прогиб при совместном действии температуры, продольной силы N и поперечной силы P :

$$y_{\max}(v) = y_{\max}^P \left[24F_1(v) + \frac{48}{\pi^2} \alpha \beta \frac{\Delta t}{\rho} F_2(v) \right], \quad (13)$$

где $y_{\max}^P = \frac{Pl^3}{48EI}$ – максимальный прогиб от действия поперечной силы P ;

$\beta = \frac{l}{h}$ – параметр, учитывающий отношение пролета к высоте поперечного сечения стержня;

$\Delta t = \Delta t_{\theta} - \Delta t_n$ – параметр теплового воздействия;

$\rho = \frac{P}{N_{кр}}$ – параметр уровня нагружения стержня поперечной нагрузкой в долях от критической нагрузки

стержня $N_{кр} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$.

Входящие в (13) функции $F_1(v)$ и $F_2(v)$ учитывают влияние продольной силы и имеют вид

$$F_1(v) = \frac{1}{v^3} \left(\frac{v - \sin v}{2 \cos \frac{v}{2}} - \left(\frac{v}{2} - \sin \frac{v}{2} \right) \right);$$

$$F_2(v) = \frac{1}{v^2} \left(\frac{1 - \cos v}{2 \cos \frac{v}{2}} - \left(1 - \cos \frac{v}{2} \right) \right).$$

Полагая в (12) $x = 0,5l$, найдем для стержня максимальный момент при совместном действии температуры, продольной силы N и поперечной силы P :

$$M_{\max}(\nu) = M_{\max}^P(\nu) \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \frac{\alpha \beta}{\rho} \cdot \Delta t' \cdot k(\nu) \right),$$

где $M_{\max}^P(\nu) = \frac{Pl \operatorname{tg} \nu/2}{4 \nu/2}$ – максимальный момент сжато-изогнутого стержня без учета влияния теплового воздействия;

$k(\nu) = \frac{\nu(1 - \cos \nu/2)}{2 \operatorname{tg} \nu/2}$ – коэффициент влияния продольной силы с учетом теплового воздействия.

График изменения коэффициента $k(\nu)$ приведен на рисунке 3.

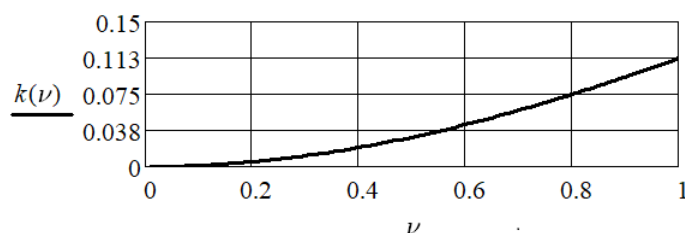


Рисунок 3. – График коэффициента $k(\nu)$

Для оценки влияния теплового воздействия на величину максимального изгибающего момента сжато-изогнутого стержня введем следующие обозначения:

– $\mu' = \frac{M_{\max}(\nu)}{Pl}$ – безразмерный максимальный изгибающий момент с учетом влияния теплового воздействия;

– $\mu = \frac{M_{\max}^P(\nu)}{Pl}$ – безразмерный максимальный изгибающий момент без учета влияния теплового воздействия.

При построении графиков, описывающих зависимость безразмерных величин максимальных изгибающих моментов от величины безразмерного параметра продольной силы ν , используем следующие значения параметров стержня:

- коэффициент линейного расширения конструкционного материала – $\alpha = 10^{-5}$;
- параметр, учитывающий влияние отношения пролета к высоте поперечного сечения стержня – $\beta = 500$;
- параметр уровня нагружения стержня поперечной нагрузкой в долях от критической нагрузки стержня – $\rho = 0,01$;
- числовая характеристика теплового воздействия – $\Delta t' = 10$.

Графики изменения безразмерных величин максимальных изгибающих моментов сжато-изогнутого шарнирно опертого стержня с учетом и без учета теплового воздействия приведены на рисунке 4.

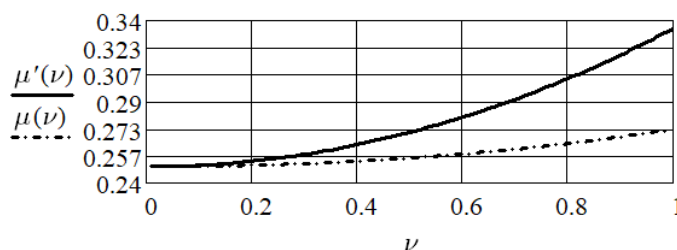


Рисунок 4. – Графики максимальных изгибающих моментов сжато-изогнутого шарнирно опертого стержня

Из приведенного графика следует, что при значениях $\nu > 0,5$ увеличение изгибающего момента, вследствие учета влияния теплового воздействия, превышает 5%.

Заключение. Таким образом, приведенный пример показывает, что величины изгибающих моментов сжато-изогнутых стержней с учетом теплового воздействия при определенных сочетаниях параметров могут существенно увеличиваться и, следовательно, влиять на снижение их несущей способности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корноухов Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем. Упругие рамы, фермы и комбинированные системы. – М.: Стройиздат, 1949. – 375 с.
2. Лейтес С.Д. Устойчивость сжатых стальных стержней. – М.: Госстройиздат, 1954. – 307 с.
3. Пиковский А.А. Статика стержневых систем со сжатыми элементами. – М.: Физматгиз, 1961. – 394 с.

REFERENCES

1. Kornoukhov, N.V. (1949). *Prochnost' i ustoichivost' sterzhnevyykh sistem. Uprugie ramy, fermy i kombinirovannye sistemy*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
2. Leites, S.D. (1954). *Ustoichivost' szhatykh stal'nykh sterzhnei*. Moscow: Gosstroizdat. (In Russ.).
3. Pikovskii, A.A. (1961). *Statika sterzhnevyykh sistem so szhatymi elementami*. Moscow: Fizmatgiz. (In Russ.).

Поступила 25.09.2023

**ABOUT DEFORMATION CALCULATION OF A COMPRESSED-BENT ROD
WITH JOINT ACCOUNT OF FORCE AND THERMAL INFLUENCES**

L. TURISHCHEV

(Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk)

A flexible compressed-bent rod under the combined action of load and temperature is considered. A differential equation for the axis of a compressed-bent rod with an arbitrary support scheme is obtained. The influence of thermal influence on the parameters of the stress-strain state of the rod is studied. A particular example shows that the bending moment, taking into account the thermal effect, can increase significantly.

Keywords: deformation calculation, compressed-bent rod, force influence, thermal influence, stress-strain state, superposition principle, geometric nonlinearity.

О ВЛИЯНИИ СПОСОБА УПЛОТНЕНИЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА В ИЗДЕЛИЯХ КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ

А.В. УСТИНОВИЧ¹⁾, канд. техн. наук, доц. В.А. ГРЕЧУХИН²⁾

(¹⁾Завод ЖБИ УП «МИНСКМЕТРОСТРОЙ»,

²⁾Белорусский национальный технический университет, Минск)

¹⁾ORCID <https://orcid.org/0000-0002-2929-1943>,

²⁾ORCID <https://orcid.org/0000-0002-2616-7779>

В статье приведены результаты исследований прочностных характеристик бетонных изделий кольцевой формы, изготовленных методами вибропрессования и радиального прессования. Из бетонных безнапорных труб выпиливались фрагменты длиной 1000 мм, которые впоследствии испытывались трёхлинейной нагрузкой. Прочность радиально-прессованного бетона на осевое растяжение находится в пределах 4,55–6,07 МПа, близкие результаты получены при испытаниях образцов-балок, выпиленных из разрушенных фрагментов 4,97–5,57 МПа. При этом значения прочности на осевое растяжение, определённое по результатам испытания контрольных образцов-призм 100×100×400 мм, не превышают 3,63 МПа.

Исследование прочностных характеристик вибропрессованного бетона осуществлялось на образце кольца колодца стенового диаметром 1000 мм. Также были проведены исследования прочности вибропрессованного бетона на осевое растяжение по результатам испытания образцов-балок, выпиленных из фрагментов разрушенного кольца, и прочности бетона образцов-призм 100×100×400 мм. Результаты испытаний показали, что отклонение прочности вибропрессованного бетона на осевое растяжение на 27,6% выше прочности, определённой при испытании контрольных образцов-призм 2,75 МПа.

Ключевые слова: бетонные безнапорные трубы, радиальное прессование, вибропрессование, переходной коэффициент, прочность бетона на осевое растяжение.

Введение. Бетон считается основным строительным материалом, имеющим широкую область применения как в монолитном строительстве, так и в заводском производстве строительных изделий и конструкций. Наличие современных технологий и передового оборудования при выпуске бетонных и железобетонных изделий позволяет наиболее полно использовать технологические и физико-механические свойства бетона.

Бетонные и железобетонные изделия кольцевого сечения (трубы бетонные и железобетонные безнапорные, кольца колодцев канализационные) нашли широкое применение в промышленном и гражданском строительстве. Железобетонные безнапорные трубы применяются при устройстве трубопроводов, транспортирующих хозяйственно-бытовые и производственные жидкости, атмосферные, сточные и подземные воды, укладываются в насыпях автомобильных и железных дорог [1].

Выбор технологии производства изделий и оборудования обуславливается номенклатурой продукции, разнообразием типоразмеров, производительности и т.д. Долгое время основными технологиями производства бетонных и железобетонных безнапорных труб являлись центрифугирование и виброформование, имеющие такие значительные недостатки, как низкая производительность и высокая трудоёмкость, высокая металлоёмкость оснастки и значительные затраты на тепловлажностную обработку. В начале 2000-х годов ситуация в отрасли производства строительных материалов начала изменяться, на предприятиях стройиндустрии внедрялись новые современные технологии производства безнапорных труб.

Так, в настоящий момент на предприятиях Республики Беларусь железобетонные безнапорные трубы производят методом радиального прессования, центрифугированием, вибропрессованием, вибролитьём. Но основными технологиями производства бетонных и железобетонных труб как в мировой практике, так и в Республике Беларусь являются вибропрессование и радиальное прессование.

Из всех перечисленных технологий изготовления бетонных и железобетонных безнапорных труб самой производительной является радиальное прессование. Но в силу того, что оборудование имеет относительно высокую стоимость в Республике Беларусь, есть только два предприятия, которые используют эту технологию. Вибропрессование является менее производительным способом формования, но в то же время номенклатура производимых изделий по типоразмерам является более широкой.

Радиальное прессование – технология производства изделий с поперечным кольцевым сечением, при котором ось изделия в отличие от центрифугирования располагается вертикально. Впервые этим способом трубы были выпущены в США в 40-х годах XX века [2; 3]. В Советском союзе также велись разработки оборудования, уплотняющего бетонную смесь способом радиального прессования. Установки позволяли производить бетонные и железобетонные безнапорные трубы и кольца [4]. Также известно применение радиального пресса при производстве напорных железобетонных труб. В этом случае радиальным прессованием создавался внутренний бетонный слой. Современные установки позволяют выпускать безнапорные трубы диаметрами от 300 мм до 1800 мм и длиной до 3500 мм [5]. Но при формовании бетонных труб больших диаметров (от 900 мм) методом радиального прессования существует вероятность обрушения свежесформованной трубы из-за отсутствия арматурного каркаса и большого веса бетона [6]. Этот недостаток устраняется за счёт оптимизации состава бетонной смеси.

Вибропрессование – современный способ уплотнения бетонной смеси, сочетающий вибровоздействие на бетонную смесь и прессующее усилие, позволяющий выпускать широкую номенклатуру изделий от железобетонных безнапорных труб до колец стеновых канализационных. Современное оборудование позволяет производить железобетонные безнапорные трубы диаметрами от 100 мм до 3500 мм и длиной от 2500 мм [7]. В 1965 году на комбинате железобетонных изделий в г. Рустави (Грузинская ССР) было организовано опытное производство бетонных неармированных безнапорных труб диаметрами 500 мм и 700 мм длиной 1750 мм (с толщиной стенки 80 мм и 90 мм соответственно) и диаметром 1000 мм длиной 1000 мм с толщиной стенки 110 мм [8].

Проведённые исследования [9; 10] показывают, что способ уплотнения бетонной смеси, используемый для формовки бетонных и железобетонных конструкций, наряду с другими факторами оказывает влияние на прочностные характеристики бетона в готовых изделиях. При увеличении степени компрессии увеличивается прочность бетона в конструкции. Некоторые зарубежные исследователи приводят данные, что при определённых условиях реальная прочность бетона после уплотнения в изделии может отличаться от проектной почти в 2 раза в большую сторону [2].

В статье [11] приведены данные, подтверждающие влияние радиального прессования на прочность бетона на осевое растяжение в бетонной конструкции. Так, прочность бетона на осевое растяжение, определённая по стандартным образцам-призмам, изготовленным из рабочего состава бетона, в некоторых случаях была на 35% меньше, чем определённая по результатам испытания натурных образцов бетонных труб. Одним из объяснений являются различия в способе уплотнения бетона в изделии и образцах-призмах.

Также необходимо отметить, что при изготовлении стандартных образцов в лабораторных условиях из жёстких смесей достаточно сложно обеспечить качественное и равномерное уплотнение бетона, наблюдается чётко выраженное разделение образца на слои. При испытании образцов, отформованных из одной партии бетона, существует большая вероятность получения ряда данных прочности с большой разбегом значений [6; 12]. На это также негативно влияет количество воды затворения, которой при производстве изделий с использованием жёстких бетонных смесей может быть недостаточно для полной гидратации цемента. По результатам проведённых испытаний прочностных характеристик бетона [6; 12] авторы считают необходимым осуществить разработку рекомендаций по формованию стандартных образцов с использованием жёсткой бетонной смеси в лабораторных условиях.

Таким образом, при осуществлении контроля прочностных характеристик бетона в готовых изделиях по результатам испытания стандартных образцов будут получены более низкие результаты, не отражающие действительные значения. В этом случае корректировка рабочего состава бетонной смеси с целью получения бетона соответствующего класса по прочности приведёт к неоправданному удорожанию готового изделия.

При проектировании конструкций наряду с прочностью бетона на сжатие используется и прочность бетона на растяжение¹, которая является основным критерием проектирования в зарубежной практике. При производстве бетонных безнапорных труб стандартом² устанавливаются требования по прочности на осевое растяжение бетона, которая в последующем контролируется в процессе производства на предприятии.

Прочность бетона на растяжение обеспечивается величиной расхода материалов и способом уплотнения бетонной смеси. Необходимое качество и стабильность значений прочностных показателей достигаются при радиальном прессовании, высокочастотном вибрировании с прессованием, центробежным прокатом и др. [13].

Целью данной работы является разработка и апробация методики определения истинного значения прочности бетона на осевое растяжение в конструкциях кольцевого сечения и последующего её контроля в процессе производства.

Для этого необходимо решить следующие задачи.

1. Исследовать прочностные характеристики бетонных изделий с поперечным кольцевым сечением, изготовленных по технологиям радиального прессования и вибропрессования.
2. Сравнить значения, полученные при испытании контрольных образцов, изготовленных в специализированной лаборатории из отобранных при формовании изделий проб бетонной смеси, с прочностными характеристиками бетонных изделий с поперечным кольцевым сечением, изготовленных по технологиям радиального прессования и вибропрессования.
3. Определить переходные коэффициенты к результатам испытания контрольных образцов-балок для контроля прочности бетона на осевое растяжение для изделий, производимых методом радиального прессования и методом вибропрессования.

Технология производства изделий методом радиального прессования. Метод радиального прессования основан на использовании бетонной смеси с жёсткостью ЖЗ-ЖЗ³, вследствие чего производство изделий осуществляется по технологии моментальной распалубки, так как они имеют высокую начальную конструктивную прочность [14]. Уплотнение бетонной смеси осуществляется в стальной вертикальной форме посредством вращающейся головки с роликами (рисунок 1).

Формование трубы происходит при вертикальном положении оси. Бетонная смесь 9 с жёсткостью 25...40 посредством ленточного конвейера сверху равномерно подаётся в стальную форму 7, в которой расположен арматурный каркас 1 (в случае изготовления железобетонной трубы), установленный на стальном поддоне 8. Уплотнение бетонной смеси 9 в раструбной части осуществляется за счёт вибрации, создаваемой вибростолом, на котором

¹ СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2022. – 244 с.

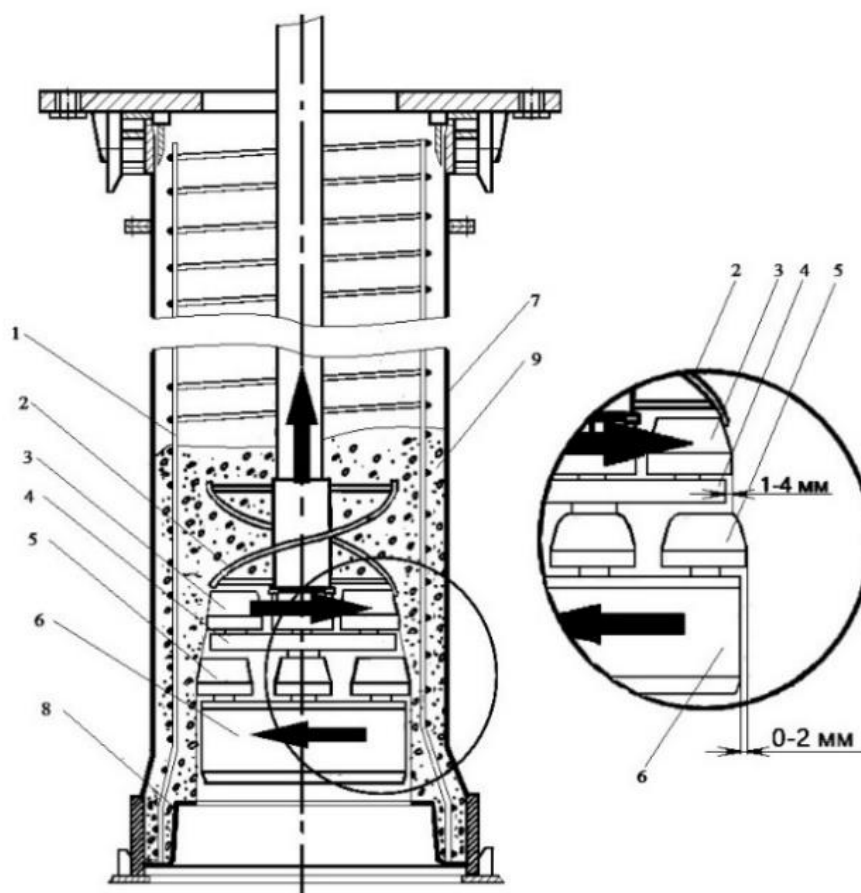
² ГОСТ 20054-2016. Трубы бетонные безнапорные. Технические условия. – Минск: Госстандарт, 2018. – 22 с.

³ СТБ 1035-96. Смеси бетонные. Технические условия. – Минск: Госстандарт, 1996. – 19 с.

установлена стальная форма 7. Разбрасывающей спиралью 2 производится равномерное распределение бетонной смеси по высоте трубы с последующим предварительным уплотнением раскатывающими роликами 3, закреплёнными на распределительном диске 4. По мере уплотнения бетонной смеси роликовая головка поднимается вертикально вверх, в процессе чего происходит окончательное уплотнение бетонной смеси прессующими роликами 5 с последующим заглаживанием внутренней поверхности трубы заглаживающей головкой 6.

Распределительный диск 4 с раскатывающими роликами 3 и разбрасывающей спиралью 2 вращаются в противоположных направлениях с заглаживающей головкой 6, что позволяет предотвратить скручивание арматурного каркаса 1 и добиться снижения его вибрации в процессе формования. В противном случае произойдёт разуплотнение бетонной смеси и её расслоение по арматурному каркасу.

Технология производства изделий методом вибропрессования. Вибропрессование как способ формования бетонных и железобетонных изделий сочетает в себе вибрирующее воздействие на бетонную смесь и прессующее усилие [15]. Сочетание этих двух способов уплотнения позволяет получить бетон с высокими физико-техническими свойствами (прочность, плотность, водонепроницаемость и т.д.).



1 – арматурный каркас; 2 – спираль разбрасывающая; 3 – ролик раскатывающий;
4 – распределительный диск; 5 – ролик прессующий; 6 – заглаживающая головка;
7 – наружная стальная форма; 8 – стальной поддон; 9 – бетонная смесь

Рисунок 1. – Схема формования трубы методом радиального прессования

При формовании изделий методом вибропрессования, как и в радиальном прессовании, используются бетонные смеси с жёсткостью ЖЗ-Ж4, это позволяет производить немедленную распалубку бетонных и железобетонных конструкций. Технологическое оборудование может по конструкции различаться, но набор операций при формовании изделия и их последовательность остаются неизменными (рисунок 2).

При формовании изделия в установке вибропрессования из накопительного бункера посредством ленточного конвейера жёсткая бетонная смесь подаётся в зону формования изделия. Распределителем бетонная смесь равномерно укладывается между наружной металлической формой и центральным пуансоном по всему диаметру, что позволяет получить равномерную её укладку. При формовании железобетонного изделия процесс подачи бетонной смеси оператором с пульта управления останавливается для установки арматурного каркаса, при формовании бетонного изделия это делать не требуется. В процессе заполнения зазора бетонной смесью уплотнение осуществляется за счёт работы центрального вибратора, который устанавливается, как правило, на поддон внизу центрального пуансона или внутри него.

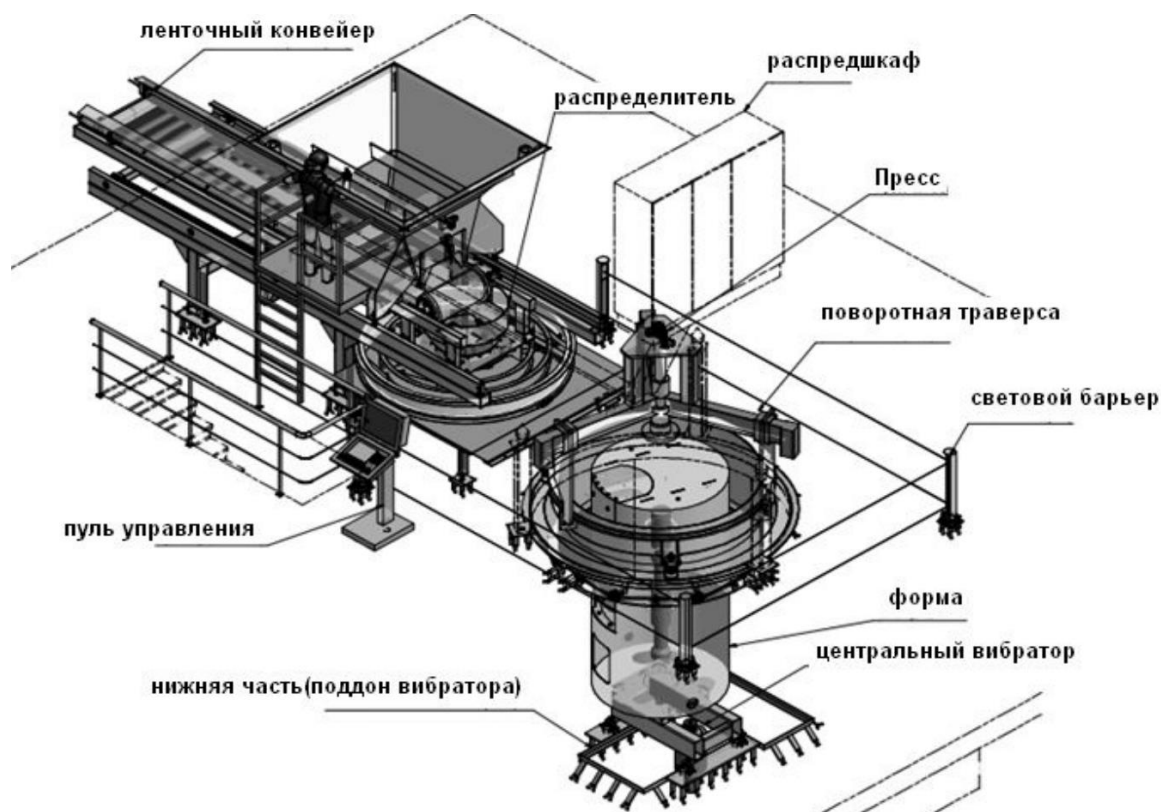


Рисунок 2. – Общая схема установки вибропрессования Atlas немецкой компании PRINZING PFEIFFER

По окончании подачи необходимого количества бетонной смеси на верхнюю торцевую поверхность изделия устанавливается поворотная траверса, которая за счет усилия гидравлического цилиндра осуществляет процесс уплотнения бетонной смеси посредством давления на поверхность, одновременно совершая поступательно-вращательные движения вокруг центральной оси для придания необходимой геометрии верхнему торцу. Форма поверхности нижнего торца создается стальным поддоном. Одновременно с процессом прессования происходит дальнейшее воздействие вибрации на бетонную смесь. Комбинирование двух способов уплотнения позволяет получить бетон в изделии высокой плотности и однородности как по высоте изделия, так и по толщине стенки.

Образцы и методики испытаний. Все образцы кольцевого сечения были отформованы на оборудовании Завода ЖБИ УП «МИНСКМЕТРОСТРОЙ».

В качестве натурального образца кольцевого сечения, отформованного методом вибропрессования, использовалось бетонное кольцо с внутренним диаметром 1000 мм, высотой 890 мм и толщиной стенки 90 мм, изготовленное на оборудовании Atlas производства компании PRINZING PFEIFFER. Для формирования натурального образца использовалась бетонная смесь класса по прочности на сжатие C20/25. Для приготовления бетонной смеси использовался песок I класса, отсев, фракционированный из материалов горных пород фракцией 2,5–5,0 мм производства ОАО «Гранит» (Республика Беларусь, г. Микашевичи). В качестве вяжущего использовался шлакопортландцемент 400.

После изготовления бетонное кольцо выдерживалось в естественных условиях в помещении производственного цеха. В процессе формирования натурального образца была отобрана проба бетонной смеси, из которой были изготовлены образцы-призмы 100×100×400 мм в заводской лаборатории с последующим испытанием в соответствии с требованиями⁴ (рисунок 3). Формование производилось с использованием пригруза массой 50 кг. Выдержка образцов-призм после распалубки осуществлялась в камере нормального твердения при температуре 20±2 °C и влажности 95±5%.

Определение несущей способности бетонного кольца осуществлялось в соответствии с требованиями ТНПА на продукцию⁵. Внешний вид образца кольцевого сечения, установленного на испытательный стенд, представлен на рисунке 4. Исследование бетонного кольца проводилось на аттестованном оборудовании и с использованием поверенного измерительного инструмента. Нагружение образца производилось до полного его разрушения, которое происходило моментально, в результате чего образовались четыре равные части.

⁴ ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Минск: Госстандарт, 2016. – 33 с.

⁵ СТБ 1077-97. Конструкции бетонные и железобетонные для колодцев канализационных, водопроводных и газопроводных сетей. Общие технические условия. – Минск: Госстандарт, 1998. – 13 с.



Рисунок 3. – Испытание образца-призмы
100×100×400 мм



Рисунок 4. – Внешний вид испытательного стенда
и образца кольцевого сечения диаметром 1000 мм,
заформованного методом вибропрессования

Для исследования прочностных характеристик радиально-прессованного бетона были изготовлены бетонные трубы с внутренними диаметрами 300 мм, 400 мм, 500 мм рабочей длиной 2500 мм. Для формования натуральных образцов использовалась бетонная смесь с жёсткостью Ж4 (рабочие составы приведены в таблице 1).

Таблица 1. – Рабочие дозировки бетонной смеси

Наименование материалов	Расход материалов на 1 м ³		
	БТИ 30.25-3	БТИ 40.25-3	БТИ 50.25-3
Цемент ПЦ500, кг	365	400	400
Песок Мк 2,5–3,0, кг	950	950	950
Щебень фр. 5–10, кг	500	450	450
Отсев фр. 2,5–5,0, кг	500	500	500
Вода, л	125	140	140
Плотность, кг/м ³	2440	2440	2440

В процессе формования был произведён отбор проб бетонной смеси для изготовления образцов-призм 100×100×400 мм для последующего их испытания нагружением. Формование образцов в лаборатории производилось с использованием пригрузки массой 50 кг.

Из бетонных труб были отобраны образцы кольцевого сечения длиной 1000 мм для последующего определения несущей способности испытанием трёхлинейной нагрузкой по приведённой в стандарте методике⁶. Исследования проводились на испытательном стенде, разработанном и установленном на Заводе ЖБИ УП «МИНСК-МЕТРОСТРОЙ» (рисунок 5). Показания прилагаемой нагрузки контролировались посредством дисплея электронного динамометра.

Фрагменты труб метровой длины нагружались до полного их хрупкого разрушения. Разломы образовывались вдоль оси фрагмента на четыре части.

Из кусков бетона, образовавшихся при разрушении фрагмента натурального образца трубы, было выпилено для каждого диаметра трубы по 10 образцов-балок длиной 300 мм, шириной 60 мм и высотой равной толщине стенки трубы в месте отбора, предназначенные для определения прочности радиально-прессованного бетона на осевое растяжение в соответствии с требованиями стандартов⁷, как и для образцов-балок вибропрессованного бетона (рисунок 6).

Исходя из условия для изделий из тяжёлого бетона, момент относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок M (момент трещинообразования в лотке/шельге трубы) должен быть меньше либо равен произведению момента сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учётом неупругих деформаций растянутого бетона W_{pl} на прочность бетона на осевое растяжение R_t^8 ; получаем, что прочность бетона на осевое растяжение можно найти по формуле [16]:

$$R_t = \frac{M}{\chi W_{pl}}, \quad (1)$$

⁶ СТБ 1163-2012. Трубы бетонные и железобетонные безнапорные. Общие технические условия. – Минск: Госстандарт, 2013. – 20 с.

⁷ См. сноску 4.

⁸ СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Управление стандартизации и технических норм в строительстве Госстроя СССР, 1984. – 88 с.

где χ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона, который равен 1,7.

$$M = 0,318P r_m, \quad (2)$$

где P – вертикальная нагрузка, действующая на единицу длины трубы, Н;
 r_m – радиус средней поверхности трубы, м.

В то же время предельную несущую способность продольного сечения бетонной стенки трубы можно определить по формуле:

$$W_{pl} = \frac{bh^2}{6}, \quad (3)$$

где b – ширина рассматриваемого сечения трубы, м;
 h – толщина стенки трубы, м.

С использованием зависимостей (2) и (3) рассчитывалась прочность радиально-прессованного и вибро-прессованного бетона на осевое растяжение в бетонных конструкциях кольцевого сечения.

Переходные коэффициенты рассчитываются как отношение прочности бетона, определённого на образцах, выпиленных из кусков фрагментов труб, образовавшихся после испытания, к прочности бетона, определённой по стандартным образцам, изготовленным из рабочего состава бетона в лаборатории.

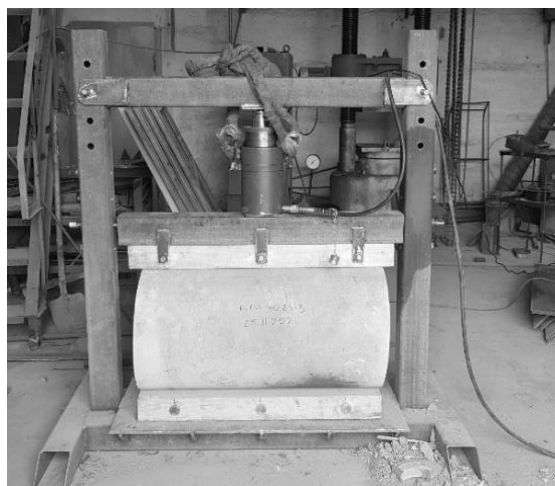


Рисунок 5. – Испытания фрагмента натурального образца трубы диаметром 400 мм, отформованной методом радиального прессования



Рисунок 6. – Испытания образцов-балок, отобранных из трубы диаметром 300 мм, отформованной методом радиального прессования

Результаты исследований и анализ полученных данных. Необходимо учитывать, что на предприятиях сборного железобетона контроль прочности бетона на осевое растяжение осуществляется путем испытания нагружением стандартных образцов-призм, изготовленных из рабочего состава бетона, размеры и методика испытания которых оговорены в стандарте⁹ с последующим умножением полученного результата на 0,55.

Результаты испытаний натурального образца кольцевого сечения диаметром 1000 мм, отформованного методом вибропрессования, и его фактические геометрические размеры:

- разрушающая нагрузка – 35,7 кН или 40,11 кН/м;
- контрольная нагрузка при испытании кольца по показателю прочности – 17,0 кН/м;
- толщина стенки – 80 мм;
- прочность бетона на осевое растяжение – 3,77 МПа.

Результаты исследования прочностных характеристик образцов-призм и натурального образца кольцевого сечения, отформованного методом вибропрессования, приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Результаты исследования прочностных характеристик вибропрессованного бетона

Прочность бетона на осевое растяжение, МПа			Отклонение, %
По образцам-призмам	По образцам-балкам	По результатам испытания кольца	
2,75	3,51	3,65	4,0%

Примечание. Модуль значения отклонения отражает сходимость полученных результатов прочности бетона на осевое растяжение, рассчитанной по результатам испытания образцов-балок и по результатам испытания кольца.

⁹ См. сноску 4.

Прочность бетона на осевое растяжение, рассчитанная по результатам испытания бетонного кольца, изготовленного методом вибропрессования (3,51 МПа), образцов-балок (3,65 МПа) и стандартных образцов-призм (2,75 МПа) (см. таблицу 2) свидетельствуют о значительной разнице 27,6% и 32,7% в величине прочности бетона. Согласно стандарту¹⁰, полученное значение прочности вибропрессованного бетона на осевое растяжение соответствует классу бетона на осевое растяжение В_т 3,2. В то время как для бетона, уплотнённого на лабораторной виброплощадке, этот показатель значительно ниже и соответствует В_т 2,4. Данный результат показывает, что вибропрессование как способ уплотнения бетонной смеси, в сравнении со стандартным способом, применяемым в лаборатории, оказывает большее влияние на прочностные характеристики бетона.

В таблице 3 приведены фактические геометрические размеры, результаты испытания фрагментов натуральных образцов труб, отформованных методом радиального прессования, и контрольные нагрузки.

Таблица 3. – Результаты испытаний фрагментов образцов труб

Номер образца	Внутренний диаметр трубы, мм	Толщина стенки, мм	Контрольная нагрузка, кН	Разрушающая нагрузка, кН
1	300	61,0	50,2	90,3
2		58,5		102,2
3		63,0		107,1
4	400	65,0	60,5	82,1
5		57,0		77,5
6	500	67,0	71,2	71,6
7		70,0		70,3

Результаты испытания стандартных образцов-призм 100×100×400 мм показали незначительный разброс значений прочности бетона на осевое растяжение и для дальнейшего расчёта принимается среднее значение в серии образцов. В таблице 4 приведены значения прочности бетона на осевое растяжение, определённой по результатам испытаний фрагментов труб, образцов-балок и образцов-призм радиально-прессованного бетона.

Таблица 4. – Результаты исследования прочностных характеристик радиально-прессованного бетона

№ п/п	Внутренний диаметр трубы, мм	Прочность бетона на осевое растяжение, МПа			Отклонение, %	Переходной коэффициент
		По образцам-призмам	По образцам-балкам	По результатам испытания фрагмента		
1	300	3,11	5,08	4,88	4,2	1,63
2		3,13	5,57	5,96	6,5	1,78
3		3,17	5,15	5,45	5,5	1,62
4	400	3,46	5,50	5,03	9,4	1,59
5		3,63	5,50	6,07	9,3	1,52
6	500	3,40	5,26	5,04	4,5	1,55
7		3,54	4,97	4,55	9,2	1,40

Примечание. Модуль значения отклонения отражает сходимость полученных результатов прочности бетона на осевое растяжение, рассчитанной по результатам испытания образцов-балок и по результатам испытания фрагментов труб.

Значения прочности радиально-прессованного бетона на осевое растяжение, рассчитанные по формулам (2) и (3) с использованием результатов испытаний фрагментов труб длиной 1000 мм диаметрами 300 мм, 400 мм и 500 мм, находятся в пределах от 4,55 МПа до 6,07 МПа (см. таблицу 4). Полученные значения прочности бетона на осевое растяжение по результатам испытаний образцов-балок находятся в пределах от 4,97 МПа до 5,57 МПа и имеют отклонения от значений испытаний соответствующих фрагментов труб от 4,2% до 9,3%. В то же время полученные результаты испытаний контрольных образцов-призм 100×100×400 мм имеют более низкие значения прочности бетона на осевое растяжение – 3,11...3,63 МПа.

Расхождение результатов прочности радиально-прессованного бетона, вибропрессованного бетона и бетона контрольных образцов-призм можно объяснить различиями способов уплотнения бетонной смеси. Контрольные образцы были заформованы в заводской лаборатории на лабораторной виброплощадке с использованием пригруза весом 0,5 кН. Это привело к различному качеству уплотнения бетонной смеси в натуральных образцах кольцевого сечения и образцах-призмах, что наглядно демонстрируют результаты исследования.

Результаты испытаний стандартных образцов-призм 100×100×400 мм показали, что при использовании дозировок бетонной смеси, приведённых в таблице 1, для формирования бетонных труб требуемый показатель прочности бетона на растяжение не достигается. Следовательно, для обеспечения прочностных характеристик бетона необходимо провести пересмотр дозировок в сторону повышения класса бетона по прочности на осевое растяжение, что увеличит стоимость готового продукта.

¹⁰ СТБ 2221-2020. Бетоны конструкционные тяжёлые для транспортного и гидротехнического строительства. Технические условия. – Минск: Госстандарт, 2021. – 28 с.

В ходе проведённого исследования установлено, что величина переходного коэффициента находится в пределах 1,40...1,78 для бетонных изделий с поперечным кольцевым сечением, производимых методом радиального прессования, а для изделий, формируемых методом вибропрессования, этот показатель составляет не менее 1,25.

Заключение. В результате испытаний установлено, что вибропрессование и радиальное прессование оказывают большее влияние на прочностные характеристики бетона в бетонных конструкциях в сравнении со стандартным методом формирования и испытания контрольных образцов-балок. Данные, полученные при их испытании, не показывают действительное значение прочности бетона. Таким образом, при производстве продукции с использованием исследованных технологий необходимо применять переходные коэффициенты.

Предлагается на предприятиях при подборе рабочих составов бетонных смесей использовать переходной повышающий коэффициент:

– 1,4 к результатам испытания контрольных образцов-балок для контроля прочности бетона на осевое растяжение для изделий, производимых методом радиального прессования;

– 1,25 к результатам испытания контрольных образцов-балок для контроля прочности бетона на осевое растяжение для изделий, производимых методом вибропрессования.

Дальнейшее уточнение переходных коэффициентов осуществлять по результатам испытания натурных образцов бетонных изделий с поперечным кольцевым сечением и образцов-балок, отобранных из разрушенных фрагментов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Попов А.Н. Бетонные и железобетонные трубы. – М.: Стройиздат, 1973. – 269 с.
2. Производство бетонных и железобетонных труб способом радиального прессования / В.И. Мелихов, А.Г. Грайфер, С.К. Казарин и др. – М.: ВНИИЭСМ, 1981. – 61 с.
3. Железобетонные трубы / Т.П. Сенкевич, С.З. Рагольский, В.Н. Померанец. – М.: Стройиздат, 1989. – 272 с.
4. Понамореv В.П., Казарин С.К. Технологические линии и оборудование по производству безнапорных труб и колец методом радиального прессования // Бетон и железобетон. – 1977. – № 10. – С. 31–34.
5. Rohrleitungen 1. Grundlagen, Rorwerkstoffe, Komponenten / Hrsg.: H.-B. Horlacher, U. Helbig. – Dresden: Springer Vieweg, 2016. – 545 s.
6. Mikhaylova A. Non-liner finite element-based material constitutive law for zero slump steel fiber reinforced concrete pipe structures. – Arlington: The University of Texas at Arlington, 2013. – 439 p.
7. Широков В.С. Развитие и совершенствование производства железобетонных труб // Бетон и железобетон. – 2005. – № 5. – С. 9–11.
8. Ломидзе Ш.А., Джапаридзе З.С., Квицаридзе О.И. Производство бетонных неармированных безнапорных труб средних и больших диаметров // Бетон и железобетон. – 1969. – № 5. – С. 16–19.
9. Костюк Н.Г., Качура А.А. Влияние вида армирования и способа формирования на прочность бетона в трубах // Коммунальное хозяйство городов. Сер. Техн. науки и архитектура. – 2004. – № 58. – С. 259–261.
10. Ахвердов И.Н. Железобетонные напорные центрифугированные трубы. – М.: Стройиздат, 1967. – 163 с.
11. Шепелевич Н.И., Устинович А.В. О прочности и водонепроницаемости бетонных труб, изготовленных методом радиального прессования // Автомобильные дороги и мосты. – 2022. – № 2. – С. 59–66.
12. Mohsen A. Evaluation of the performance of still fiber reinforced concrete pipes produced by packerhead method. – Arlington: University of Texas at Arlington, 2014. – 108 p.
13. Тевелёв Ю.А. Железобетонные трубы. Проектирование и изготовление: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2004. – 328 с.
14. Производство бетонных труб радиальным прессованием / А.И. Дмитриев, А.Г. Грайфер, С.К. Казарин и др. // Бетон и железобетон. – 1979. – № 12. – С. 17–18.
15. Батяновский Э.И. Технология бетонных и железобетонных изделий: учеб. пособие. – Минск: Выш. шк., 2017. – 305 с.
16. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.

REFERENCES

1. Popov, A.N. (1973). *Betonnye i zhelezobetonnye truby*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
2. Melikhov, V.I., Graifer, A.G., Kazarin, S.K., Lukoyanov, A.S. & Ponomarev, V.P. (1981). *Proizvodstvo betonnykh i zhelezobetonnykh trub sposobom radial'nogo pressovaniya*. Moscow: VNIIESM. (In Russ.).
3. Senkevich, T.P., Ragol'skii, S.Z. & Pomeranets, V.N. (1989). *Zhelezobetonnye truby*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).
4. Ponomarev, V.P. & Kazarin, S.K. (1977). Tekhnologicheskie linii i oborudovanie po proizvodstvu beznapornykh trub i kolets metodom radial'nogo pressovaniya. *Beton i zhelezobeton*, (10), 31–34. (In Russ.).
5. Horlacher, H.-B. (Eds.) & Helbig, U. (Eds.) (2016). *Rohrleitungen 1. Grundlagen, Rorwerkstoffe, Komponenten*. Dresden: Springer Vieweg. (In German).
6. Mikhaylova, A. (2013). *Non-liner finite element-based material constitutive law for zero slump steel fiber reinforced concrete pipe structures*. Arlington: The University of Texas at Arlington.
7. Shirokov, V.S. (2005). Razvitie i sovershenstvovanie proizvodstva zhelezobetonnykh trub. *Beton i zhelezobeton*, (5), 9–11. (In Russ.).
8. Lomidze, Sh.A., Dzhaparidze, Z.S. & Kvitsaridze, O.I. (1969). Proizvodstvo betonnykh nearmirovannykh beznapornykh trub srednikh i bol'shikh diametrov. *Beton i zhelezobeton*, (5), 16–19. (In Russ.).
9. Kostyuk, N.G. & Kachura, A.A. (2004). Vliyanie vida armirovaniya i sposoba formovaniya na prochnost' betona v trubakh. *Kommunal'noe khozyaistvo gorodov. Ser. Tekhn. nauki i arkhitektura*, (58), 259–261. (In Russ.).
10. Akhverdov, I.N. (1967). *Zhelezobetonnye napornye tsentrifugirovannye truby*. Moscow: Stroiizdat. (In Russ.).

11. Shepelevich, N.I. & Ustinovich, A.V. (2022). O prochnosti i vodonepronitsaemosti betonnykh trub, izgotovlennykh metodom radial'nogo pressovaniya. *Avtomobil'nye dorogi i mosty*, (2), 59–66. (In Russ.).
12. Mohsen, A. (2014). Evaluation of the performance of still fiber reinforced concrete pipes produced by packerhead method. Arlington: University of Texas at Arlington.
13. Tevelev, Yu.A. (2004). *Zhelezobetonnye truby. Proektirovanie i izgotovlenie: ucheb. posobie*. Moscow: ASV.
14. Dmitriev, A.I., Graifer, A.G., Kazarin, S.K. & Shirokov, V.S. (1979). Proizvodstvo betonnykh trub radial'nyim pressovaniem. *Beton i zhelezobeton*, (12), 17–18. (In Russ.).
15. Batyanovskii, E.I. (2017). *Tekhnologiya betonnykh i zhelezobetonnykh izdelii: ucheb. posobie*. Minsk: Vyssh. shk. (In Russ.).
16. Baikov, V.N. & Sigalov, E.E. (1991). *Zhelezobetonnye konstruksii. Obshchii kurs: ucheb. dlya vuzov*. Moscow: Stroizdat. (In Russ.).

Поступила 23.02.2023

ON THE INFLUENCE OF THE METHOD OF COMPACTION OF THE CONCRETE ON THE STRENGTH CHARACTERISTICS OF CONCRETE IN PRODUCTS OF ANNULAR SECTION

A. USTSINOVICH¹, V. GRECHUHIN²

⁽¹⁾Precast concrete factory of MINSKMETROSTROY UE,

⁽²⁾Belarusian National Technical University, Minsk)

The article presents the results of studies of the strength characteristics of ring-shaped concrete products made by vibropressing and radial pressing methods. Fragments with a length of 1000 mm were cut out of concrete pressure-free pipes, which were subsequently tested with a three-line load. The axial tensile strength of radially pressed concrete is in the range of 4,55–6,07 MPa, similar results were obtained when testing samples-beams sawn from destroyed fragments of 4,97–5,57 MPa. At the same time, the values of axial tensile strength determined by the test results of control samples-prisms 100×100×400 mm according do not exceed 3,63 MPa.

The study of the strength characteristics of vibropressed concrete was carried out on the ring of a wall well with a diameter of 1000 mm. Also, studies of the strength of vibro-pressed concrete for axial tension were carried out based on the results of testing samples-beams made from fragments of the destroyed ring and the strength of concrete samples-prisms 100×100×400 mm. The test results showed that the deviation of the strength of vibrocompressed concrete in axial tension is not less than 27,6% higher than the strength determined when testing control samples-prisms of 2,75 MPa.

Keywords: concrete non-pressure pipes, radial pressing, vibrocompressed, transition factor, axial tensile strength of concrete.

ГЕОДЕЗИЯ

УДК 528.5

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-77-83

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА АЛИДАДЫ ЭЛЕКТРОННЫХ ТАХЕОМЕТРОВ

канд. техн. наук К.И. МАРКОВИЧ,

канд. техн. наук И.П. ШЕВЕЛЕВ,

А.С. ИВАШНЕВА

(Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой)

П.С. ОСТРОУШКО

(Дорожно-строительный трест № 5, Минск)

В статье представлены результаты исследования эксцентриситета алидады современных электронных тахеометров. В качестве исследуемых были выбраны точные и высокоточные электронные тахеометры, обладающие односторонней и двусторонней системой отсчитывания по лимбу. Оба типа приборов были снабжены штрихкодowymi лимбами абсолютного типа. Эксцентриситет алидады определялся по колебанию коллимационной ошибки, полученной при различных ориентировках алидады. Результаты исследований показали, что максимальное значение эксцентриситета алидады у всех исследуемых тахеометров в два и более раз превышает заявленную производителем точность угловых измерений.

Ключевые слова: электронный тахеометр, эксцентриситет алидады и лимба, центр делений лимба, ось вращения алидады, односторонняя и двусторонняя системы отсчитывания, коллимационная ошибка.

Введение. Как известно из теории геодезического приборостроения [1–3], вращение лимба и алидадной части угломерного геодезического оборудования (теодолита, тахеометра) должно происходить вокруг общей вертикальной оси, называемой главной осью вращения. В силу наличия погрешностей центрирования лимба и алидады, несовпадения геометрического центра нанесения делений на лимб с осью вращения лимба, наличия технологических зазоров в осевой системе (для смазки) возникают эксцентриситет алидады и эксцентриситет лимба.

Несовпадение центра делений лимба O с центром вращения алидады A является эксцентриситетом алидады ϵ . Соответственно, несовпадение центра делений лимба O с осью вращения лимба L – эксцентриситетом лимба δ (рисунок 1).

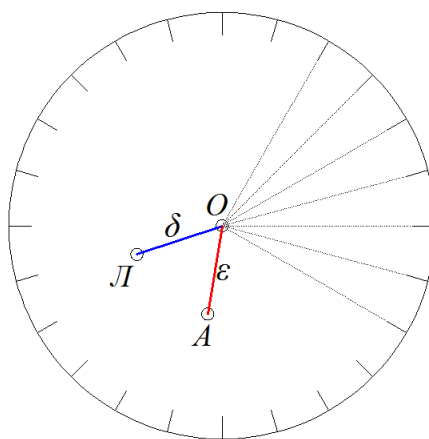


Рисунок 1. – Лимб с центром делений O и осями вращения лимба L и алидады A

Согласно рисунку 1 можно отметить, что при различной ориентировке алидады погрешности в отсчетах, связанные с эксцентриситетом алидады, будут меняться. Соответственно, эксцентриситеты окажут максимальное влияние на отсчет, когда центр делений лимба O и центр вращения алидады A попадут на одну прямую с центром вращения лимба L (рисунок 2).

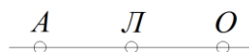


Рисунок 2. – Взаимная ориентировка лимба и алидады, при которой эксцентриситеты оказывают наибольшее влияние на отсчет

Из теории эксцентриситета известно, что от погрешности за эксцентриситет алидады свободен отсчёт, взятый по двум диаметрально противоположным отсчетным приспособлениям (приборы с двусторонней системой отсчитывания), либо среднее из отсчетов, взятых при двух положениях зрительной трубы (для приборов с односторонней системой отсчитывания). Однако так как вертикальная ось опирается на шарикоподшипник и вследствие возможной неточности диаметров шариков и зазоров между осью и втулкой описывает коническую поверхность, то для полного исключения влияния эксцентриситета при измерении горизонтальных углов необходимо выполнять четное количество приемов с соответствующей перестановкой лимба, что в свою очередь вносит погрешности за эксцентриситет лимба, которые устраняются осреднением значения угла из четного количества угловых приемов. Именно такая методика и предусмотрена при выполнении угловых измерений в ГКНП 01-002-2010¹.

Следует отметить, что при использовании оптических теодолитов перестановка лимба не вызывает трудностей, так как она конструктивно возможна. При использовании же электронных тахеометров нарушается методика угловых измерений, так как лимб конструктивно неподвижен. Из-за данной особенности невозможно полностью устранить влияние эксцентриситета алидады на результаты угловых измерений. Несмотря на то, что все современные электронные тахеометры имеют двустороннюю систему отсчитывания по лимбу и встроенное программное обеспечение устраняет ряд ошибок, в том числе и ошибку за эксцентриситет, ошибка, связанная с неточностью изготовления шарикоподшипника осевой системы, не устраняется ни программно, ни методически. Таким образом, возникает необходимость исследования электронных тахеометров на наличие и величину ошибки, связанной с эксцентриситетом и его остаточным влиянием, связанным с неточностью изготовления шарикоподшипника осевой системы.

Основная часть. Классическая методика исследования эксцентриситета оптического теодолита, основанная на взятии двух отсчетов, свободного и зависимого от эксцентриситета [1–3], при различных установках алидады не может быть использована для электронных тахеометров из-за их конструктивных особенностей. Для исследования эксцентриситета электронных тахеометров существуют стационарные метрологические комплексы геодезической метрологии, однако их использование весьма ограничено из-за их дороговизны и громоздкости, что отрицательно сказывается на оперативности данного исследования, имеющего практическое значение. Из теории эксцентриситета известно, что эксцентриситет алидады можно определить по колебанию коллимационной ошибки, полученной при различных установках алидады. В электронных тахеометрах с двусторонней системой отсчитывания будет иметь место лишь остаточное влияние эксцентриситета, связанное, как уже упоминалось ранее, с неточностью изготовления шарикоподшипника осевой системы. При работе тахеометром с односторонней системой отсчитывания при одном положении вертикального круга угловой элемент эксцентриситета будет оказывать полное влияние на измеренный угол.

Исходя из всего выше сказанного методика исследования эксцентриситета электронных тахеометров заключалась в определении его по колебанию коллимационной ошибки при различных установках алидады. Зависимость эксцентриситета алидады ε и коллимационной ошибки c представлена в формуле (1)²

$$\varepsilon + c = \frac{KL - KP \pm 180^\circ}{2}, \quad (1)$$

где KL, KP – отсчеты при двух положениях зрительной трубы.

Коллимационная ошибка определялась на 12-ти различных ориентировках алидады электронных тахеометров, равномерно расположенных по окружности через 30° (рисунок 3). Измерения выполнялись в лабораторных условиях с тумб (рисунок 4), имеющих принудительное центрирование на специально наклеенные на стенах визирные марки. Коллимационная ошибка по каждому из направлений определялась шесть раз, после чего осреднялась.

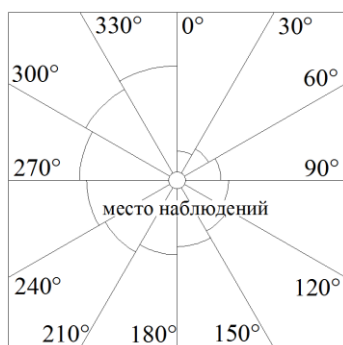


Рисунок 3. – Схема измерений



Рисунок 4. – Тумба для установки прибора

¹ ГКНП 01-002-2010. Техническая инструкция по созданию и реконструкции геодезических сетей в населенных пунктах. – Минск: БелНИЦзем, 2010. – 63 с.

² Староверов С.В. Разработка компактных средств геодезической метрологии для оперативной поверки и исследований нивелиров и тахеометров: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.32. – М., 2018. – 108 л.

В качестве исследуемых приборов были выбраны точные и высокоточные электронные тахеометры с односторонней и двусторонней системой отсчитывания. Оба типа приборов были снабжены штрихкодowymi лимбами абсолютного типа. В качестве точного тахеометра с односторонней системой отсчитывания выступал Spectra Precision FOCUS 4 5" с угловой точностью пять секунд. В качестве тахеометров с двусторонней системой отсчитывания – Trimble M3 DR TA 5", Trimble M3 DR TA 2" (точные пяти- и двухсекундные тахеометры соответственно) и Leica TCR 1201 1" (высокоточный тахеометр с угловой точностью одна секунда). Характеристики указанных тахеометров представлены в таблице 1^{3, 4, 5}.

Таблица 1. – Характеристики и внешний вид исследуемых тахеометров

Spectra Precision FOCUS 4 5" 	СКП измерения горизонтального угла	5"
	Датчики считывания ГУ / ВУ	с одной стороны лимба
	СКП измерения расстояния: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	$\pm (3 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$; $\pm (5 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$
	Дальность измерений: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	до 5 000 м; до 300 м
	Диапазон работы компенсатора	$\pm 3'$
	Пыле-влагозащищенность	IP56
Trimble M3 DR TA 5" 	СКП измерения горизонтального угла	5"
	Датчики считывания ГУ / ВУ	с двух сторон лимба
	СКП измерения расстояния: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	$\pm (2 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$; $\pm (3 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$
	Дальность измерений: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	до 3 000 м; до 500 м
	Диапазон работы компенсатора	$\pm 3,5'$
	Пыле-влагозащищенность	IP66
Trimble M3 DR TA 2" 	СКП измерения горизонтального угла	2"
	Датчики считывания ГУ / ВУ	с двух сторон лимба
	СКП измерения расстояния: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	$\pm (2 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$; $\pm (3 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$
	Дальность измерений: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	до 3 000 м; до 500 м
	Диапазон работы компенсатора	$\pm 3,5'$
	Пыле-влагозащищенность	IP66
Leica TCR 1201 1" 	СКП измерения горизонтального угла	1"
	Датчики считывания ГУ / ВУ	с двух сторон лимба
	СКП измерения расстояния: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	$\pm (2 \text{ мм} + 2 \text{ ppm})$; $\pm (1 \text{ мм} + 1,5 \text{ ppm})$
	Дальность измерений: – в отражательном режиме; – в безотражательном режиме	до 3 500 м; до 150 м
	Диапазон работы компенсатора	$\pm 4'$
	Пыле-влагозащищенность	IP54

³ Руководство по эксплуатации Leica TCR 1201. Leica Geosystems. – 244 с.

⁴ Руководство по эксплуатации Trimble M3 DR. Trimble. – 65 с.

⁵ Электронный тахеометр Focus 4. Руководство пользователя. Spectra Precision. – 134 с.

Перед выполнением исследования все тахеометры прошли калибровку с использованием встроенного программного обеспечения. Также стоит отметить, что электронные тахеометры Trimble M3 DR TA 2" и Leica TCR 1201 1" (рисунок 5) прошли государственную поверку средств измерений. Наведение на визирные марки (рисунок 6) выполнялось одним наблюдателем при одинаковых внешних условиях.

Результаты измерений электронными тахеометрами представлены в таблицах 2–5. Графики колебаний коллимационных ошибок представлены на рисунках 7–10.



Рисунок 5. – Leica TCR 1201 1" на тумбе с принудительным центрированием



Рисунок 6. – Визирная марка, используемая для наведения

Таблица 2. – Результаты измерений электронным тахеометром Spectra Precision FOCUS 4 5"

Ориентировка алидады	Значение коллимационной ошибки c в приемах, "						Среднее значение c , "
	1 прием	2 прием	3 прием	4 прием	5 прием	6 прием	
0°	3,0	7,0	6,0	1,0	5,0	3,0	4,2
30°	4,0	6,0	2,0	-2,0	1,0	5,0	2,7
60°	5,0	-3,0	-2,0	3,0	-3,0	4,0	0,7
90°	-3,0	1,0	4,0	-2,0	2,0	4,0	1,0
120°	2,0	7,0	7,0	5,0	2,0	4,0	4,5
150°	8,0	5,0	6,0	7,0	7,0	9,0	7,0
180°	11,0	9,0	14,0	9,0	10,0	15,0	11,3
210°	10,0	12,0	8,0	7,0	10,0	9,0	9,3
240°	8,0	10,0	6,0	4,0	7,0	5,0	6,7
270°	7,0	8,0	5,0	6,0	4,0	4,0	5,7
300°	4,0	1,0	5,0	4,0	6,0	3,0	3,8
330°	5,0	3,0	-1,0	2,0	4,0	4,0	2,8

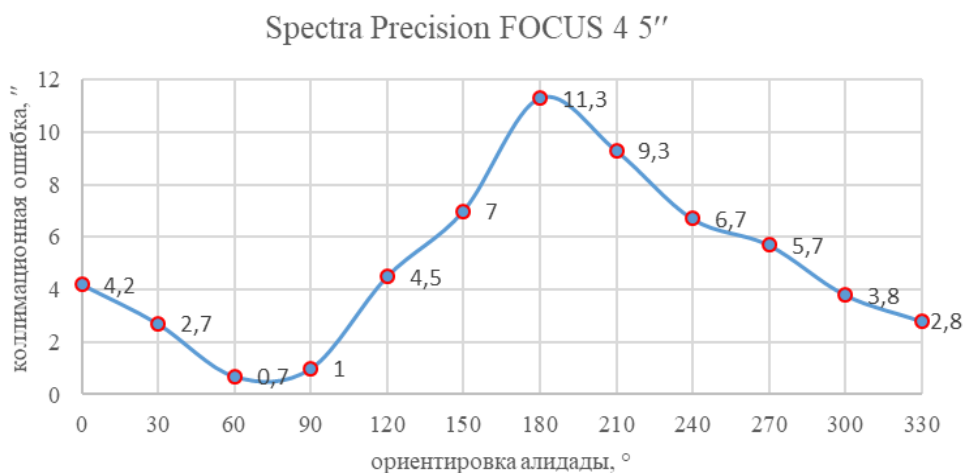


Рисунок 7. – Колебания коллимационной ошибки тахеометра Spectra Precision FOCUS 4 5"

Таблица 3. – Результаты измерений электронным тахеометром Trimble M3 DR TA 5''

Ориентировка алидады	Значение коллимационной ошибки c в приемах, ''						Среднее значение c , ''
	1 прием	2 прием	3 прием	4 прием	5 прием	6 прием	
0°	2,0	5,0	4,0	1,0	1,0	3,0	2,7
30°	3,0	5,0	2,0	6,0	5,0	7,0	4,7
60°	9,0	6,0	7,0	9,0	4,0	6,0	6,8
90°	7,0	11,0	13,0	9,0	12,0	9,0	10,2
120°	13,0	10,0	11,0	11,0	8,0	9,0	10,3
150°	8,0	11,0	6,0	8,0	9,0	7,0	8,2
180°	6,0	3,0	5,0	7,0	4,0	3,0	4,7
210°	5,0	9,0	8,0	6,0	10,0	8,0	7,7
240°	7,0	9,0	10,0	6,0	8,0	8,0	8
270°	4,0	8,0	9,0	5,0	4,0	5,0	5,8
300°	5,0	6,0	2,0	3,0	3,0	4,0	3,8
330°	6,0	4,0	1,0	2,0	5,0	3,0	3,5

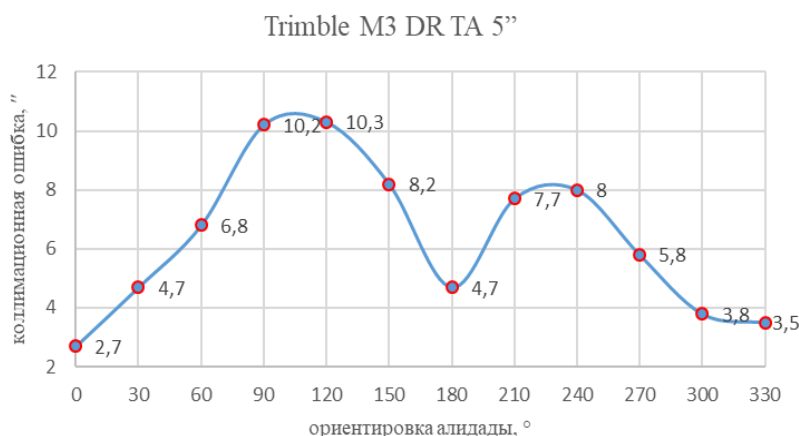


Рисунок 8. – Колебания коллимационной ошибки тахеометром Trimble M3 DR TA 5''

Таблица 4. – Результаты измерений электронным тахеометром Trimble M3 DR TA 2''

Ориентировка алидады	Значение коллимационной ошибки c в приемах, ''						Среднее значение c , ''
	1 прием	2 прием	3 прием	4 прием	5 прием	6 прием	
0°	3,0	1,0	1,0	2,0	3,0	1,0	1,8
30°	1,0	2,0	3,0	3,0	4,0	2,0	2,5
60°	4,0	5,0	7,0	4,0	6,0	5,0	5,2
90°	5,0	6,0	6,0	5,0	7,0	5,0	5,7
120°	6,0	4,0	4,0	5,0	4,0	3,0	4,3
150°	4,0	5,0	4,0	2,0	3,0	3,0	3,5
180°	3,0	1,0	3,0	2,0	3,0	4,0	2,7
210°	4,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	2,5
240°	2,0	3,0	1,0	4,0	1,0	2,0	2,2
270°	2,0	1,0	3,0	2,0	3,0	2,0	2,2
300°	2,0	3,0	2,0	2,0	1,0	2,0	2,0
330°	4,0	1,0	1,0	3,0	2,0	1,0	2,0

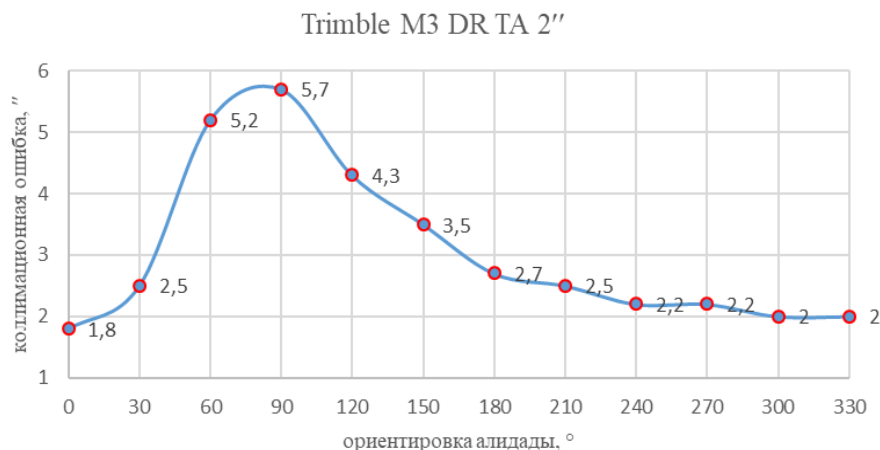


Рисунок 9. – Колебания коллимационной ошибки тахеометром Trimble M3 DR TA 2''

Таблица 5. – Результаты измерений электронным тахеометром Leica TCR 1201 1''

Ориентировка алидады	Значение коллимационной ошибки c в приемах, ''						Среднее значение c , ''
	1 прием	2 прием	3 прием	4 прием	5 прием	6 прием	
0°	3,2	2,6	3,9	2,4	1,9	2,8	2,8
30°	2,7	3,6	1,8	1,5	3,2	2,2	2,5
60°	2,7	3,9	4,2	2,2	1,8	2,4	2,9
90°	4,2	2,5	2,0	3,9	3,3	4,4	3,4
120°	1,3	2,8	1,0	0,9	2,5	1,2	1,6
150°	0,6	1,9	2,7	0,3	1,2	0,5	1,2
180°	1,5	2,3	0,6	1,0	-0,9	1,4	1,0
210°	-1,3	1,9	2,4	0,6	1,3	1,8	1,1
240°	1,5	0,9	1,1	3,1	0,8	1,6	1,5
270°	-0,4	2,2	1,7	2,9	1,1	1,6	1,5
300°	1,9	2,8	2,1	2,9	1,6	1,9	2,2
330°	1,8	2,7	2,9	2,7	2,3	3,1	2,6



Рисунок 10. – Колебания коллимационной ошибки тахеометром Leica TCR 1201 1''

На основании представленных в таблицах 2–5 коллимационных ошибок и их колебаний можно сделать выводы о влиянии эксцентриситета алидады на точность взятия отсчета по горизонтальному кругу представленными выше электронными тахеометрами с односторонней (Spectra Precision FOCUS 4 5'') и двусторонней (Trimble M3 DR TA 5'', Trimble M3 DR TA 2'', Leica TCR 1201 1'') системами отсчитывания по лимбу:

- можно утверждать, что тахеометр Leica TCR 1201 1'' из всех исследуемых электронных тахеометров имеет минимальные значение эксцентриситета алидады (максимальное колебание коллимационной ошибки на всех ориентировках алидады составляет 2,8'', что соответствует максимальному значению эксцентриситета алидады). Максимальное значение эксцентриситета практически в 3 раза превышает заявленную точность угловых измерений (точность измерения горизонтальных углов одним приемом – 1'', согласно руководству⁶). График колебания коллимационной ошибки достаточно сглажен и кроме ориентировок алидады 30°–120° не имеет резких перепадов, что говорит об отсутствии скачкообразного влияния эксцентриситета на отсчеты по горизонтальному кругу;

- колебание коллимационной ошибки у тахеометра Trimble M3 DR TA 2'' составляет 3,9'', что соответствует двойной точности измерения горизонтального угла данного тахеометра⁷. Согласно таблице 4 и рисунку 7 максимальное влияние эксцентриситета наблюдается на половине ориентировок алидады (диапазон 30°–180°);

- колебание коллимационной ошибки у тахеометра Trimble M3 DR TA 5'' составляет 7,6''. Данная величина в полтора раза превышает заявленную производителем точность измерения горизонтального угла одним приемом⁸. График коллимационной ошибки имеет значительные колебания на всех ориентировках алидады;

- тахеометр Spectra Precision FOCUS 4 5'' имеет максимальное значение эксцентриситета алидады среди исследуемых электронных тахеометров (максимальное колебание коллимационной ошибки составляет 10,6''). Данная величина соответствует двойной точности измерения горизонтального угла одним приемом⁹. График колебания коллимационной ошибки повторяет форму синусоиды, что характерно для приборов с односторонней системой отсчитывания.

Заключение. Результаты исследования эксцентриситета электронных тахеометров с односторонней и двусторонней системой отсчитывания показали следующее:

- 1) минимальное значение эксцентриситета наблюдается у самого точного (Leica TCR 1201 1'') из представленных выше электронных тахеометров;

⁶ См. сноску 3.

⁷ См. сноску 4.

⁸ См. сноску 4.

⁹ См. сноску 5.

2) максимальное значение эксцентриситета наблюдается у менее точного (Spectra Precision FOCUS 4 5'') из представленных выше электронных тахеометров;

3) анализ величины эксцентриситета электронных тахеометров одной точности (Spectra Precision FOCUS 4 5'' и Trimble M3 DR TA 5'') показал, что тахеометр с двусторонней системой отсчитывания по лимбу обладает меньшим эксцентриситетом алидады. Данный факт соответствует общей теории эксцентриситета;

4) у всех приборов эксцентриситет превышает заявленную точность измерения угла в два и более раза (несмотря на то, что у электронных тахеометров с двусторонней системой отсчитывания влияние на отсчеты по горизонтальному кругу оказывает лишь остаточный эффект углового элемента эксцентриситета);

5) при работе тахеометрами с односторонней системой отсчитывания по лимбу обязательно измерение углов при двух кругах вертикального круга.

ЛИТЕРАТУРА

1. Практикум по основным геодезическим работам / П.А. Болотов, С.В. Шубин, И.А. Рейман. – М.: Недра, 1977. – 336 с.
2. Геодезическое прибороведение / А.Л. Островский, Д.И. Маслич, В.Г. Гребенюк. – Львов: Вища школа, 1983. – 208 с.
3. Ямбаев Х.К. Геодезическое инструментоведение. – М.: Гаудеамус, 2011. – 583 с.

REFERENCES

1. Bolotov, P.A., Shubin, S.V. & Reiman, I.A. (1977). *Praktikum po osnovnym geodezicheskim rabotam*. Moscow: Nedra. (In Russ.).
2. Ostrovskii, A.L., Maslich, D.I. & Grebenyuk, V.G. (1983). *Geodezicheskoe priborovedenie*. Lviv: Vishcha shkola. (In Russ.).
3. Yambaev, Kh.K. (2011). *Geodezicheskoe instrumentovedenie*. Moscow: Gaudeamus. (In Russ.).

Поступила 13.09.2023

INVESTIGATION OF THE ECCENTRICITY OF ALIDADE OF ELECTRONIC TOTAL STATIONS

K. MARKOVICH, I. SHEVELEV, A. IVASHNEVA
(*Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk*)
P. OSTROUSHKO
(*Road Construction Trust № 5, Minsk*)

The article presents the results of a study of the alidade eccentricity of modern electronic total stations. Accurate and high-precision electronic total stations were chosen as the subjects. The studied electronic total stations have a one-way and two-way limb counting system and are equipped with absolute type barcode limbs. The eccentricity of the alidade was determined from the fluctuation of the collimation error obtained for different orientations of the alidade. The research results showed that the maximum value of the alidade eccentricity in all the total stations studied is two or more times higher than the accuracy of angular measurements declared by the manufacturer.

Keywords: *electronic total station, eccentricity of alidade and limb, the center of the divisions of the limb, the axis of rotation of the alidade, one-way and two-way counting systems, collimation error.*

УДК 528.22:551.24(075.8)

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-84-91

ТЕКТОНИКА ЛИТОСФЕРНЫХ ПЛИТ В ОЧАГАХ КРУПНЕЙШИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ И РЕЗУЛЬТАТЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

канд. техн. наук, доц. Г.А. ШАРОГЛАЗОВА

(Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой)

В статье изложена гипотеза тектоники литосферных плит и ее значение в расположении очагов землетрясений и извержений вулканов на Земле. Дана информация о крупнейших по энергии и числу жертв землетрясений нашей планеты с привязкой к тектонике плит, включая землетрясения в Турции и Сирии 06.02.2023 г. Показано возрастание роли геодезии при исследовании геодинамических явлений в последние десятилетия в связи с внедрением спутниковых средств измерений, позволяющих определять расстояния в сотни и тысячи километров с точностью порядка 10^{-8} – 10^{-9} , что обеспечило выход на экспериментальную проверку гипотезы тектоники плит, уточнение важнейших параметров Земли, а также на определение распространения деформаций от сильных землетрясений на земной поверхности. Сделан вывод, что сильнейшие землетрясения провоцируют деформации земной коры, охватывающие громадные территории Земли площадью в сотни тысяч и миллионы кв. км.

Ключевые слова: тектоника плит, крупнейшие землетрясения в мире, деформации земной коры, методы космической геодезии.

Введение. Геодинамика – сравнительно молодая научная дисциплина, появившаяся на стыке геологии, геоморфологии, геодезии, сейсмологии, геофизики, астрономии, астрофизики и океанологии, занимается изучением динамических процессов, происходящих в системе «Земля», а также силовых полей, проявляющихся в этих процессах. При этом под системой «Земля» понимается физическое тело Земли вместе с ее внешними газообразными оболочками. Охватывая очень обширную область знаний, эта дисциплина имеет несколько определений в соответствии с направлениями исследуемых проблем. Наиболее широкое из них дают Д.Л. Теркот и Дж. Шуберт, которые определяют геодинамику как науку, изучающую движения и деформации, происходящие в земной коре, мантии, ядре, и их причины [1]. В силу междисциплинарности, геодинамика решает свои задачи при комплексном подходе не только наук о Земле, но и фундаментальных областей знаний. Она заставляет нас заниматься изучением планеты Земля в целом, ее связи с другими планетами Солнечной системы и со Вселенной. Поэтому нельзя исследовать сейсмичность Земли без знания ее внутреннего строения, понимания глубинных процессов, тектонических моделей Земли, например, гипотезы тектоники плит с расположением очагов землетрясений и вулканов по границам этих плит.

Для усиления этого понимания большое значение в последние десятилетия приобрела геодезия благодаря успехам в развитии спутниковых технологий, позволяющих определять расстояния в сотни и тысячи километров с точностью порядка 10^{-8} – 10^{-9} . Так, в результате внедрения в геодезическую практику спутниковых средств измерений оказалось возможным существенно расширить площадной охват участков Земли для организации на них геодинамического мониторинга за деформациями земной коры, в том числе и обусловленных землетрясениями.

В сущности, все известные методы космической геодезии (Радиоинтерферометрия со сверхдлинной базой – РСДБ; Спутниковая лазерная дальнометрия – SLR, или КОС; Доплеровские системы, основанные на эффекте Доплера – DORIS; Глобальная навигационная спутниковая система – GNSS, ГЛОНАСС) нашли широкое применение в геодинамических исследованиях. Более того, развитие данных методов заставило объединиться ученых многих стран с целью повышения эффективности их использования в решении задач геодинамики, особенно при исследовании глобальных, крупномасштабных и региональных геодинамических явлений. В результате были созданы основанные на перечисленных методах международные сервисы и службы: международный РСДБ-сервис (IVS); международная служба лазерной дальнометрии (ISLR); международная служба DORIS (IDS); международная GNSS служба (IGS). Благодаря объединенным усилиям указанных международных служб геодинамика стала стремительно развиваться, будучи действительно междисциплинарной и объединившей не только науки о Земле, но и фундаментальные области знаний. Эффективность сочетания данных методов космической геодезии для геодинамических исследований, а также тесно связанных с ними задач контроля общеземной геоцентрической системы координат, стабильности положения центра масс нашей планеты, параметров вращения Земли, гравитационного поля и его вариаций демонстрируют и результаты деятельности Глобальной геодезической системы (GGOS, Global geodetic observing system). GGOS развернута в XXI веке под эгидой Международной ассоциации геодезии (МАГ, IAG), и к настоящему времени ей получены уникальные данные, способствующие усовершенствованию геофизических и динамических моделей в системе «Земля» [2].

Из перечисленных международных служб, базирующихся, прежде всего, на методах космической геодезии, отметим службу IGS, максимально приближенную к массовым геодинамическим исследованиям, включающим и сейсмические события, которая занимается сбором GNSS данных (GPS, ГЛОНАСС, Galileo, BeiDou, QZSS и т.д.) с постоянно работающих базовых станций, расположенных по всему миру, а значит на различных тектонических плитах, и входящих в сеть IGS. IGS призвана предоставлять данные высокого качества ученым всего мира как стандарта GNSS (Global Navigation Satellite Systems) с целью поддержки научных исследований в области изучения планеты Земля. В результате сеть IGS, охватывающая практически всю территорию земного шара, работает в режиме мониторинга, данные которого не только подтвердили гипотезу тектоники плит, но и позволили присту-

пить к созданию динамической модели этой тектонической гипотезы в пространственно-временном аспекте. Совместно с региональными спутниковыми геодезическими сетями, предназначенными для геодинимических исследований, ученым удалось продвинуться в изучении площадных территорий земной поверхности, охватываемых тем или иным землетрясением.

В статье сделан акцент на крупнейшие землетрясения, наблюдавшиеся в мире за последние 100 лет и предпринята попытка объяснить их с точки зрения гипотезы тектоники плит, а также уделено внимание результатам геодезических исследований о распространении вызванных этими землетрясениями деформаций земной коры, полученных благодаря обработке данных наблюдений с пунктов IGS сети в комплексе с региональными GNSS (GPS, ГЛОНАСС) построениями.

Основная часть. В модели, именуемой тектоникой плит, литосфера Земли разделена примерно на 10 жестких крупных плит и ряд более мелких толщиной порядка 70 км, которые перемещаются по астеносфере, обладающей повышенной текучестью, в горизонтальном направлении. Гипотезе тектоники плит предшествовала гипотеза дрейфа материков немецкого геофизика Альфреда Вегенера, выдвинувшего ее в начале двадцатого столетия. Отправной точкой его гипотезы явилось сходство береговых линий материков, расположенных по обе стороны от Атлантического океана. Исходя из этого, Вегенер предположил, что около 250 млн лет назад все материки были сгруппированы в единый гигантский суперматерик – Пангею, который состоял из двух частей. На севере располагалась Лавразия, объединявшая Евразию (без Индии) и Северную Америку, а на юге – Гондвана, представленная Южной Америкой, Африкой, Индостаном, Австралией и Антарктидой. Затем под действием каких-то гигантских сил суперматерик раскололся, и эти осколки, именуемые сейчас литосферными плитами, растеклись по астеносфере, образовав современные материки. Для подтверждения дрейфа материков А. Вегенер и его сторонники приводили четыре группы независимых доказательств: *геологические, геоморфологические, палеонтологические и палеоклиматические.*

Как все новое, гипотеза А. Вегенера научным сообществом была принята не сразу; обратили на нее внимание спустя несколько десятилетий, а к концу 60-х годов XX-го столетия развили до *гипотезы тектоники литосферных плит*. В настоящее время предполагается, что существуют не только континентальные, но и океанические плиты, то есть вся литосфера Земли расколота на гигантские плиты, которые движутся относительно друг друга и взаимодействуют друг с другом. Океанические плиты постоянно расширяются и давят на континентальные. Контуры плит определяются по зонам наиболее частых землетрясений и вулканических извержений, что связано с глубинными процессами внутри нашей планеты. Современные представления о строении внешней оболочки Земли согласно тектонике плит представлены на рисунке 1, сведения о плитах в соответствии с обозначениями этого рисунка приведены в таблице 1.



Рисунок 1. – Современные представления о строении внешней оболочки Земли (в плоской проекции)

Таблица 1. – Сведения о литосферных плитах (плиты расположены в порядке убывания площади)*

Обозначение на рисунке 1	Название плиты	Площадь, км ²	Основные краевые структуры
1	2	3	4
PA	Тихоокеанская	103300000	Кордильеры, Восточно-Тихоокеанское поднятие, желоба: Алеутский, Курило-Камчатский, Марианский, острова Кука, Туамоту
NA	Североамериканская	75900000	Алеутские о-ва, Алеутский желоб, хребет Черского, Кордильеры, Восточно-Тихоокеанское поднятие
EU	Евразийская	67800000	Срединно-Атлантический хребет, о. Исландия, Альпы, Загрос, Гималаи, оз. Байкал, Становой хр.
AF	Африканская	61300090	Альпы, Атлас, Срединно-Атлантический хр., Великие Африканские разломы
AN	Антарктическая	60900000	Австрало-Антарктическое поднятие, Африкано-Атлантический хребет
AU	Австралийская	47000000	Австрало-Антарктическое поднятие, Аравийско-Индийский хр., Зондский желоб, Зондские о-ва, Новая Зеландия
SA	Южноамериканская	43600000	Анды, Малые Антильские о-ва, Срединно-Атлантический хр., Южно-Сандвичев желоб
SO	Сомалийская	16700000	Великие Африканские разломы, Западно-Индийский хр., Аравийско-Индийский хр.
NZ	Наска	15600000	хр. Наска, Чилийское поднятие, Восточно-Тихоокеанское поднятие, Чилийский и Перуанский желоба
IN	Индостанская	11900000	Гималаи, Срединно-Индийский хр., Андаманские о-ва
SU	Зондская	8916458	Зондский и Филиппинский желоба, котловина Южно-Китайского моря
PS	Филиппинская	5500000	Желоба Филиппинский и Рюкю, Западно-Марианская котловина
AM	Амурская	5303521	Становой хр., Корейский п-ов, Японский желоб, влк. Фудзияма, о. Сахалин
AR	Аравийская	5000000	Кавказ, Загрос, хр. Тавр, Аравийская котловина
CA	Карибская	3200000	Желоба Пуэрто-Рико и Центральноамериканский, Антильские о-ва, северные Анды
OK	Охотская	3048056	Курило-Камчатский желоб, п-ов Камчатка, о. Сахалин, Японская котловина
CO	Кокос	2900000	хр. Кокос, Восточно-Тихоокеанское поднятие, Центральноамериканский желоб
YA	Янцзы	2202021	хр. Циньлин, котловина Восточно-Китайского моря, о. Тайвань
CL	Каролинская	1700000	Западно-Каролинская и Восточно-Каролинская котловины
SC	Скоша	1600000	хр. Скоша, Южные Сандвичевы о-ва, Южные Оркнейские о-ва
ND	Северо-Андская	967688	Северные Анды
AP	Альтиплано	832100	Плато Альтиплано
BS	Море Банда	696123	о-ва Флорес, Танимбар, Серам, Сулавеси
NH	Новогвинецкая	643355	о-ва Новые Гебриды, Северо-Фиджийская котловина
AT	Анатолийская	575569	Понтийские горы, о. Кипр
BH	Птичья голова	525643	о-ва Амбон, Молуккские
BU	Бирманская	515496	Андаманские о-ва
KE	Кермандек	505349	Желоб Кермандек, Южно-Фиджийская котловина
WL	Вудларк	452987	горы Маоке, берег Миклухо-Маклая
MA	Марианская	420921	Марианский желоб, Марианские о-ва
MS	Молуккская	418080	о-ва Молуккские, Сулавеси, котловина Банда
NB	Северо-Бисмаркская	388043	Желоб Манус, арх. Бисмарка
AD	Адриатическая	370182	Альпы, Аппенины, Балканы
TI	Тиморская	353135	о-ва Тимор, Флорес
ON	Окинавская	325000	о-ва Рюкю, желоб Рюкю
AS	Эгейская	321996	о. Крит, Балканы
SB	Южно-Бисмаркская	309298	о-ва Новая Британия, Новая Ирландия, берег Миклухо-Маклая
PM	Панамская	273578	Центральноамериканский желоб, Мексиканское нагорье
TO	Тонга	253689	о-ва Тонга, желоб Тонга
JF	Хуан де Фука	250000	Береговые хребты, разлом Мендосина
BR	Рифа Балморал	195239	Северо-Фиджийская котловина, о-ва Фиджи

Окончание таблицы 1

1	2	3	4
SW	Сандвичева	185362	Южные Сандвичевы о-ва, Южно-Сандвичев желоб
EA	Острова Пасхи	166825	Восточно-Тихоокеанское поднятие, о. Пасхи
CR	Рифа Конвей	144501	Северо- и Южно-Фиджийская котловины
SS	Соломонова моря	128671	о-ва Новая Британия, Бугенвиль
MO	Маоке	115276	горы Маоке
RI	Ривера	101069	о-ва Лас-Трес-Мариас, Ревилья-Хихедо
JZ	Хуан-Фернандез	97635	о-ва Хуан-Фернандез
SL	Шетландская	72251	Южные Шетландские о-ва, Шетландский желоб
NI	Ниуафооу	32066	Хребты Тонга и Колвилл-Лау
FT	Футуна	32066	о-ва Уоллис и Футуна
GP	Галапагос	14560	Разлом Клиппертон, Восточно-Тихоокеанское поднятие
MN	Манус	8118	о. Новая Ирландия, арх. Бисмарка

Примечание. *Составлена по данным геологической службы США¹.

Обратим внимание на некоторые территории земной поверхности, связанные с крупными землетрясениями. Так, например, Турция с серией катастрофических землетрясений находится между Евразийской и Аравийской плитами, как в ножницах (рисунок 2). По мере того, как эти плиты сходятся, Турция и Греция могут передвигаться только в сторону Средиземного моря, надвигаясь на его океаническое дно. Одной из границ Анатолийской (Турецкой) плиты является Северо-Анатолийский разлом, который проходит по северу Турции и служит причиной многих ужасающих по своим последствиям землетрясений.



Рисунок 2. – Расположение плит в районе Средиземного моря (стрелками показано направленное в разные стороны перемещение южной части Греции (Эгейская плита) и Турции)

К востоку от Турции, в районе Кавказа и Северного Ирана, Аравийская и Евразийская плиты с огромной силой давят друг на друга, вызывая утолщение земной коры, образование гор, а также оживление древних разломов на обширных территориях и землетрясения.

На востоке России огромная Евразийская плита (EU) (см. рисунок 1) граничит с еще более огромной Тихоокеанской плитой (PA). Последняя расширяется и давит на первую. На стыке этих взаимодействующих плит тянется цепочка землетрясений и действующих вулканов, известная как *Тихоокеанская сейсмофокальная зона*.

Геодезисты как представители одной из наук о Земле хорошо понимают, что наша планета – это не неизменное твердое тело, а сложный, постоянно меняющийся организм, развивающийся по не зависящим от человека законам. Гигантская энергия внутри Земли вызывает непрерывные процессы в ее недрах, которые находят отражение в виде деформаций земной коры и земной поверхности (самого верхнего слоя земной коры). Происхождение этих деформаций можно объяснить, исходя из гипотез тектоники плит и расширения океанического

¹ USGS.gov. Science for changing world. URL: <https://www.usgs.gov/>.

дна, согласно которым громадные океанические плиты, расширяясь, давят на соизмеримые им по размеру материковые плиты, вызывая обоюдные деформации, обладающие свойством накапливаться, а также передаваться с краев в глубь плит в виде деформационных волн. Таким образом, земная кора, а вместе с ней и земная поверхность, на которой мы живем, строим дома, растим хлеб, эксплуатируем различные инженерные сооружения, находятся в состоянии непрерывного напряжения и деформирования. Деформационный процесс в земной коре, наблюдаемый в текущее геологическое время, получил название – *современные движения земной коры (СДЗК)*.

По масштабам распространения и скорости движения СДЗК делятся на медленные, средние (или предвестниковые) и быстрые (или сейсмические). Землетрясения, в сущности, представляющие разрыв земной коры, относятся к наиболее экстремальным проявлениям СДЗК сейсмического класса. Детальные исследования каждого вида движений на всей земной поверхности представляются важными и необходимыми. Все они тесно связаны друг с другом, так как медленные СДЗК на некоторых участках земной коры могут перерасти в средние, а затем и в быстрые. Все виды СДЗК довольно просто фиксируются с помощью геодезии, потому что любое деформирование земной коры, в которой закреплены центры геодезических пунктов, непременно проявится в изменении взаимного положения этих центров, а также в изменении локального гравитационного поля, сопровождающего деформации.

Остановимся на крупнейших землетрясениях в мире за последние 100 лет, делая акцент на приуроченность их к стыкам тектонических плит.

Крупнейшие землетрясения в современной истории. Землетрясения как экстремальные проявления СДЗК принято классифицировать по магнитуде (энергии землетрясения) и по количеству жертв, что относится, прежде всего, к крупнейшим из них. Пять сильнейших землетрясений в истории человечества по магнитуде произошли уже в наше время, начиная со второй половины XX века. Это Чили (22.05.1960 г., $M=9,5$), Суматра, Индонезия (26.12.2004 г., $M=9,3$), Аляска, США (27.03.1964 г., $M=9,2$), Сендай, Япония (11.03.2011 г., $M=9,1$), Камчатка и Курилы, Россия (04.11.1952 г., $M=9,0$). Однако из перечисленных в список наиболее смертоносных землетрясений попадает только Индонезийское землетрясение на Суматре, произошедшее в Индийском океане в 2004 г. с числом жертв 297 200 человек. По количеству жертв на первом месте стоит землетрясение в Китае магнитудой 8,0, произошедшее 23.01.1556 г. и унесшее около миллиона человеческих жизней. Очаги всех перечисленных землетрясений приурочены к стыкам тектонических плит.

На рисунке 3 показаны сильнейшие по магнитуде землетрясения за последнее столетие (взят из работы Шестакова Н.В., Герасименко М.Д.² с добавлением нами информации о землетрясении 06.02.2023 г. на территории Центральной Турции с многочисленными жертвами, катастрофическими разрушениями не только в Турции, но и в соседних странах, прежде всего, в Сирии).

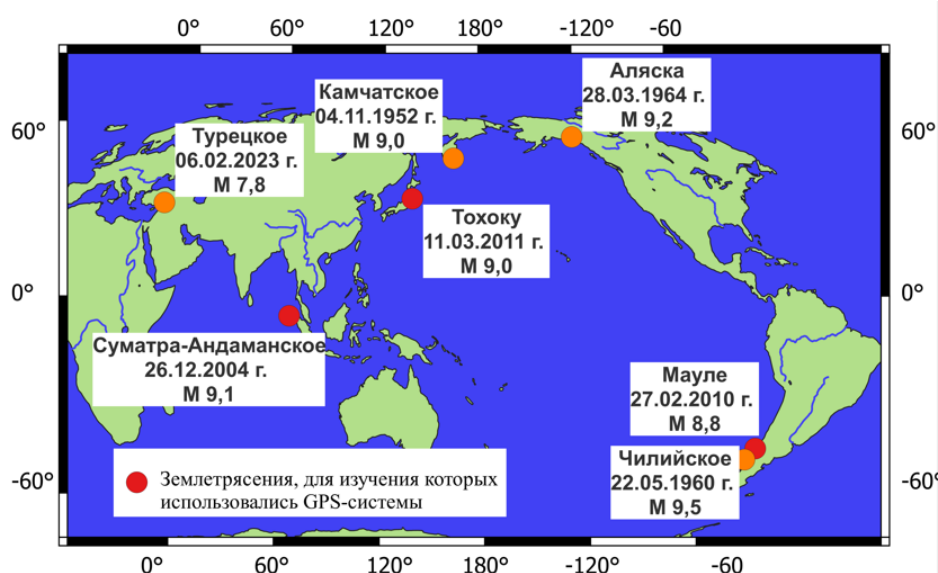


Рисунок 3. – Крупнейшие по магнитуде и числу жертв землетрясения за последние 100 лет

Приведем здесь геодезические данные по некоторым из крупнейших землетрясений, найденные нами в научной литературе.

Землетрясение Суматра-Андаманское. Крупнейшее подводное землетрясение, известное в научном мире как Суматра-Андаманское, произошло у западного побережья северной Суматры, Индонезия, 26.12.2004 г. ($M=9,1$, число жертв с учетом вызванного землетрясением цунами составило 227 898 человек).

² Шестаков Н.В., Герасименко М.Д. Комбинирование косейсмических смещений земной коры по данным разнородных геодезических сетей // Проблемы комплексного геофизического мониторинга Дальнего Востока России: науч.-техн. конф., Петропавловск-Камчатский, 30 сент. 2013 г.: тез. докл. – Петропавловск-Камчатский, 2013. – С. 24.

Индонезия характеризуется чрезвычайно сложным геолого-тектоническим строением, так как расположена на границе 6 тектонических плит: Евразийская (EU), Австралийская (AU), Тихоокеанская (PA), Филиппинская (PS), Бирманская (BU) и Индийская (IN), что обуславливает высокий уровень сейсмичности здесь. Землетрясение 2004 г. было вызвано разрывом земной коры вдоль разлома между Бирманской и Индийской плитами. Наличие в Индонезии нескольких пунктов IGS сети дало возможность определить косейсмические смещения на них, а также проследить радиус их площадного распространения по данным пунктов IGS сети, расположенных на других тектонических плитах (рисунок 4). Представленная на рисунке 4 информация свидетельствует³, что деформации от этого землетрясения охватывают территории в несколько тысяч километров. Они исчисляются метрами в близрасположенной к эпицентру зоне, а по мере удаления довольно быстро убывают, но присутствуют и остаются измеримыми даже на расстоянии 2500–3000 километров.

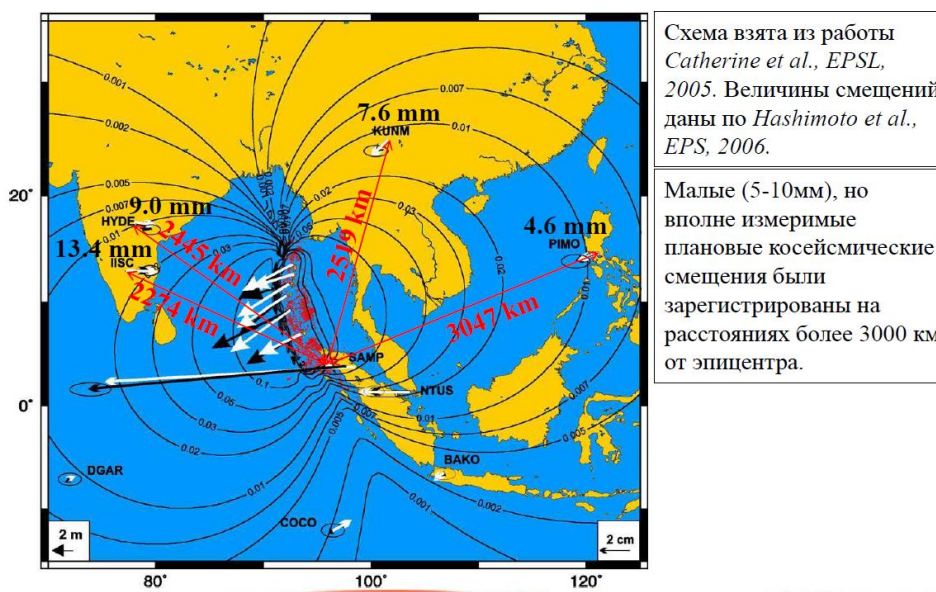


Рисунок 4. – Распространение косейсмических (наблюдаемых во время землетрясения) деформаций земной поверхности, вызванных землетрясением Суматра-Андаманское, 26.12.2004 г.

Землетрясение Тохoku, или Великое восточно-японское землетрясение. Землетрясение у восточного побережья острова Хонсю в Японии магнитудой $M=9,0-9,1$, имевшее большие разрушительные последствия в регионе Тохoku, произошло 11.03.2011 г. Гипоцентр самого разрушительного подземного толчка находился в Тихом океане на глубине 32 км. Землетрясение вызвало цунами с высотой волн до 40,5 м. Число погибших составило 19 747 человек, пропавших без вести – 2556 человек. Число жертв могло быть значительно больше, если бы не хорошо организованные в Японии службы оповещения и спасения во время чрезвычайных ситуаций, связанных с крупными сейсмическими событиями.

Землетрясение произошло в Японском желобе на стыке двух тектонических плит: Охотской (континентальной) и Тихоокеанской (океанической). Здесь более тяжелая Тихоокеанская плита погружается под материковую Охотскую плиту, образуя желоб, что характерно для Дальневосточного региона, отличающегося высокой сейсмичностью.

Вся территория Японии покрыта плотной спутниковой сетью GPS пунктов, находящейся в ведомственной подчиненности Управления геопространственной информации Японии (GSI). Данные GPS наблюдений оперативно обрабатывались GSI, в результате чего были установлены косейсмические горизонтальные и вертикальные смещения в ближайших к эпицентральной зоне до 440 см и -72 см соответственно [3]. Почти во всех остальных районах Японии наблюдаются значительные деформации земной коры в диапазоне от нескольких сантиметров до нескольких дециметров (GSI, 2011).

В уже упомянутой нами интернациональной публикации [3], написанной группой ученых из России, Японии, Южной Кореи, обработаны и проанализированы дополнительно к Японской спутниковой сети данные еще нескольких постоянных GPS сетей Российского Дальнего Востока и Южной Кореи (массив станций OXT, BLAG, ZEYA, CHMN, KULD, VANB, GEO0 и GRNC, расположенных на материке, KUNA на острове Кунашир, UGLG и ОКНВ на острове Сахалин). Результаты этой совместной работы представлены на рисунке 5, из которого следует, что максимальные косейсмические деформации порядка нескольких метров наблюдаются в эпицентральной зоне землетрясения, уменьшаясь по мере удаления от эпицентра, но, как и в случае с Суматра-Андаманским землетрясением 2004 года в Индонезии, вполне измеримые горизонтальные косейсмические смещения присутствуют и на расстоянии нескольких тысяч километров от эпицентра.

³ См. сноску 2.

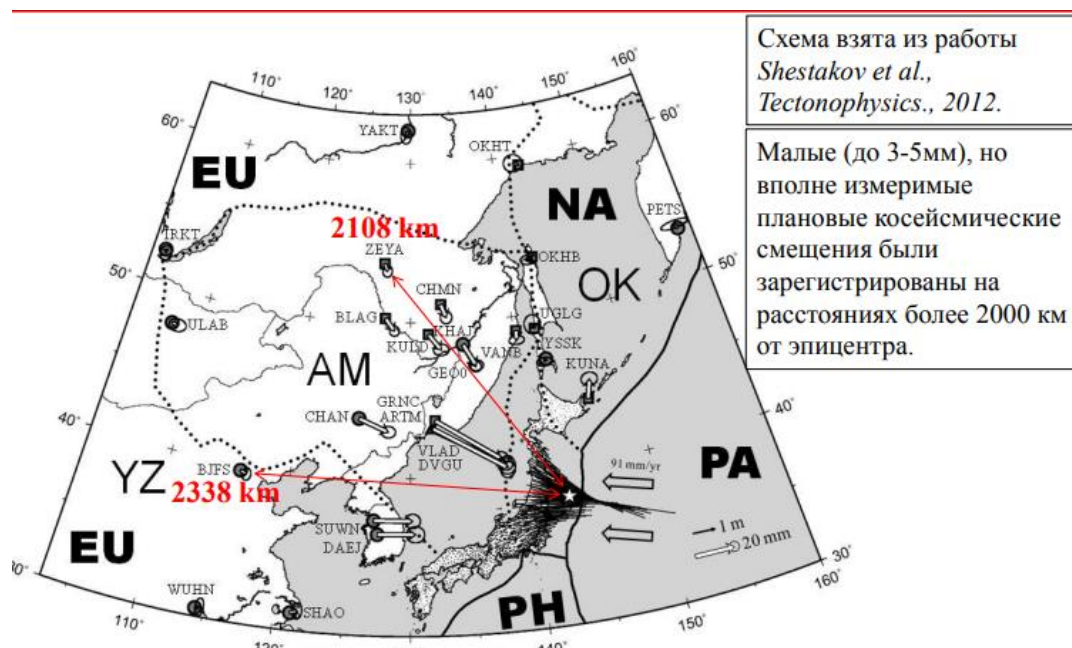


Рисунок 5. – Распространение полей косейсмических смещений, инициированных землетрясением Тохоку, 11.03.2011 г.

Аналогичные заключения по распространению косейсмических смещений на большие расстояния от эпицентров крупных землетрясений сделаны в работе [4] на примере Охотоморского землетрясения, произошедшего 24.05.2013 г. вблизи Камчатки магнитудой $M=8,3$.

Результаты IGS сети в комплексе с региональными спутниковыми постояннодействующими сетями, предназначенными для геодинамических исследований, позволяют сделать вывод, что сильнейшие землетрясения вызывают деформации земной коры, охватывающие громадные территории Земли площадью в сотни тысяч и миллионы кв. км.

Землетрясение в Турции и Сирии (2023 г.). Последние из крупнейших землетрясений произошли совсем недавно в Турции и Сирии 06.02.2023 г. Эти два мощных землетрясения с интервалом в девять часов наблюдались на юго-востоке Турции: эпицентр первого с магнитудой $M=7,8$ приходится на район Шехиткамыш в Газиантепе (Турция), второго с магнитудой $M=7,5$ – на район Экинесю в Кахраманмараше (Турция). После землетрясения были зарегистрированы несколько тысяч афтершоков с магнитудой до 6,7. Число жертв от сейсмической катастрофы составило свыше 50 500 человек в Турции и 8476 – в Сирии.

Попробуем пояснить причину землетрясения с точки зрения гипотезы тектоники плит. Как показано на рисунке 2, Турция зажата между Евразийской, Аравийской, Эгейской и Африканской тектоническими плитами. Она расположена на Анатолийской плите, Сирия – на Аравийской. В связи с этим Турция является одним из самых сейсмоопасных регионов мира. Эпицентр Турецкого землетрясения 2023 г. расположен на пересечении трех тектонических плит: Анатолийской, Аравийской и Африканской. Взаимодействие плит вызывает давление на зоны разломов между ними, прежде всего, Анатолийскую зону, смещая их вследствие выброса накопленной энергии и приводя к землетрясениям. Гипоцентр Турецкого землетрясения располагался сравнительно неглубоко от поверхности Земли (по разным оценкам 5–10 км), что также привело к увеличению разрушений на поверхности Земли.

К сожалению, нам не удалось найти каких-либо достоверных научных данных о количественных характеристиках смещений земной коры в районе землетрясения, хотя в Турции есть несколько пунктов IGS сети. Похоже, в стране отсутствует оперативная служба по управлению и обработке геопространственной информации, подобная GSI в Японии. В СМИ мелькает цифра о смещении Анатолийской плиты на 3 метра, что опроверг директор Института Земной коры РАН, член-корреспондент Дмитрий Петрович Гладкочуб, относя эту цифру не к плите в целом, а к относительно локальному смещению крыльев разломов, которое к тому же произошло не на всем его протяжении, а на достаточно локальном участке.

Тем не менее, близрасположенные к Турции территории (Грузия, Греция, Италия, Крымский полуостров, Армения), зная о распространении деформаций земной коры от крупных землетрясений на большие расстояния, выражают понятную обеспокоенность в связи с сейсмическими событиями в Турции и Сирии. Анализ наблюдений ученых Института Физики Земли РАН показывает, что в направлении Кавказа идет миграция сейсмичности со стороны Анатолийской плиты.

Обеспокоена и общественность Беларуси. За разъяснением обратились к специалистам центра геофизического мониторинга НАН РБ. Сотрудники этого Центра, сейсмолог, доктор физико-математических наук Аронов Аркадий Гесселевич и кандидат геолого-минералогических наук Аронова Татьяна Ивановна, считают, что землетрясения в нашей стране наблюдаются, в основном, техногенного характера (район разработки Старобинского месторождения калийных солей) или как отголоски от землетрясений, происходящих в зоне Вранча, и что опасности от землетрясения в Турции для Беларуси не существует.

ЛИТЕРАТУРА

1. Теркот Д.Л., Шуберт Дж. Геодинамика. Геологические приложения физики сплошных сред: в 2 ч. / Пер. с англ. – М.: Мир, 1985. – Ч. 1. – 376 с.
2. Татевян С.К. Глобальная геодезическая система GGOS и ее научное значение // Современные проблемы дистанционного зондирования Земли из космоса. – 2009. – Т. 1, вып. 6. – С. 58–67.
3. Analysis of the far-field crustal displacements caused by the 2011 Great Tohoku earthquake inferred from continuous GPS observations / N.V. Shestakov, H. Takahashi, M. Ohzono et al. // Tectonophysics. – 2012. – Vol. 524–525. – P. 76–86. DOI: 10.1016/j.tecto.2011.12.019.
4. Present tectonics of the southeast of Russia as seen from GPS observations / N.V. Shestakov, M.D. Gerasimenko, H. Takahashi et al. // Geophys. J. Int. – 2010. – № 184 (2). – P. 529–540. DOI:10.1111/j.1365-246X.2010.04871.x.

REFERENCES

1. Terkot, D.L. & Shubert, Dzh. (1985). *Geodinamika. Geologicheskie prilozheniya fiziki sploshnykh sred*: v 2 ch. Ch. 1. [Geodynamics. Applications of Continuum Physics to Geological Problems (in 2 vol., Vol. 1)]. Moscow: Mir. (In Russ.).
2. Tatevyan, S.K. (2009). Global'naya geodezicheskaya sistema GGOS i ee nauchnoe znachenie. *Sovremennye problemy distantsionnogo zondirovaniya Zemli iz kosmosa*, 1(6), 58–67. (In Russ.).
3. Shestakov, N.V., Takahashi, H., Ohzono, M., Prytkov, A.S., Bykov, V.G., Gerasimenko, M.D. ... Serov, M.A. (2012). Analysis of the far-field crustal displacements caused by the 2011 Great Tohoku earthquake inferred from continuous GPS observations. *Tectonophysics*, 524–525, 76–86. DOI: 10.1016/j.tecto.2011.12.019.
4. Shestakov, N.V., Gerasimenko, M.D., Takahashi, H., Kasahara, M., Bormotov, V.A., Bykov, V.G. ... Kato, T. (2010). Present tectonics of the southeast of Russia as seen from GPS observations. *Geophys. J. Int.*, 184(2), 529–540. DOI:10.1111/j.1365-246X.2010.04871.x.

Поступила 17.05.2023

**PLATE TECTONICS, LARGEST EARTHQUAKES
AND RESULTS OF GEODETIC MEASUREMENTS**

G. SHAROGLAZOVA
(*Euphrosyne Polotskaya State University of Polotsk*)

The article presents the hypothesis of lithospheric plate tectonics and its significance in the location of earthquake and volcanic eruptions on Earth. Information is given on the largest earthquakes in terms of energy and the number of victims of earthquakes on our planet with reference to plate tectonics, including earthquakes in Turkey and Syria on February 6, 2023. An increase in the role of geodesy in the study of geodynamic phenomena in recent decades is shown in connection with the introduction of satellite measuring instruments, which make it possible to determine distances of hundreds and thousands of kilometers with an accuracy of the order of 10^{-8} – 10^{-9} parameters of the Earth, as well as to determine the propagation of deformations from strong earthquakes on the earth's surface. It is concluded that the strongest earthquakes provoke deformations of the earth's crust, covering vast territories of the Earth with an area of hundreds of thousands and millions of square km.

Keywords: plate tectonics, the largest earthquakes in the world, deformations of the earth's crust, methods of space geodesy.

ГЕОЭКОЛОГИЯ

УДК 550.831:550.835:662.02

DOI 10.52928/2070-1683-2023-34-2-92-99

ГЕОЭКОЛОГИЯ НЕДР ВЕРХНЕКАМСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ КАЛИЙНЫХ СОЛЕЙ**д-р геол.-минерал. наук, проф. В.В. ФИЛАТОВ****(Владимирский государственный университет)****канд. геол.-минерал. наук, доц. К.В. ВАНДЫШЕВА****(Уральский государственный горный университет, Екатеринбург)**

Геологическая среда трансформируется при любых типах хозяйственной деятельности: изменяется ее строение, свойства и состояние. Во время эксплуатации месторождений производится выемка и перемещение большого количества горной породы, что охватывает огромные территории. В связи с этим проблема безопасной эксплуатации месторождений является актуальной в геоэкологическом плане.

В данной работе приводится обобщение опыта изучения комплексом геолого-геофизических методов тектонического строения и динамических событий, произошедших на Верхнекамском месторождении калийных солей в Пермском Приуралье, и обоснование критериев для их прогнозирования.

Ключевые слова: *Пермское Приуралье, Верхнекамское месторождение калийных солей, тектонические дислокации различного ранга, гравитационное поле, прогнозирование мест появления опасных динамических событий.*

Введение. Геологическая среда, или недра Земли, испытывают существенную трансформацию при любых типах хозяйственной деятельности в виде изменения ее строения, свойств и состояния. Нагрузка, воздействующая на недра, называется техногенной, а процессы изменения геологической среды – техногенезом. Особенно масштабным техногенез является при разработках месторождений полезных ископаемых, когда эти месторождения относятся к категории крупных и уникальных. Эксплуатация месторождений сопровождается выемкой и перемещением огромных масс горной породы и захватывает площади в десятки и сотни квадратных километров. В результате этого в большом объеме происходит нарушение естественного напряженного состояния геологической среды. Восстановление ее равновесия сопровождается различными по форме и интенсивности динамическими явлениями, нередко катастрофическими (тектонические землетрясения, горные удары, обрушения в горных выработках и др.). Поэтому проблема безопасной эксплуатации месторождений является актуальной в геоэкологическом отношении.

Одним из таких месторождений, уровень техногенной нагрузки на геологическую среду в котором достиг критической отметки, служит Верхнекамское месторождение калийных солей (ВКМКС) в Пермском Приуралье. Техногенная нагрузка на геологическую среду в этом районе создается не только из-за эксплуатации ВКМКС, но также крупным Камским водохранилищем, эксплуатацией месторождений углеводородов на глубоких горизонтах, извлечением подземных вод и других полезных ископаемых. Геологическая среда в пределах месторождения в такой ситуации перешла в состояние неустойчивого равновесия. Об этом свидетельствуют катастрофические динамические явления, произошедшие на ВКМКС за последние сорок лет.

Эксплуатация крупнейшего в мире Верхнекамского месторождения калийных солей, открытого в 1925 г. в Соликамско-Березниковском районе П.И. Преображенским, началась в 1932 г. Это месторождение стало базой для создания и развития химической промышленности СССР. Еще на начальных этапах разведки ВКМКС в различных толщах впервые было установлено П.И. Преображенским «полное вероятие трещиноватости, пересекающей все надсоленосные породы» и проникающей в соляные отложения, подчеркивая при этом, что «пластичность соли, препятствующая этому явлению, обязательно должна сказываться на больших глубинах (ниже 500 м), но для верхов соляной массы возможность наличия таких трещин ... вполне допустима» [1]. Наблюдения П.И. Преображенского тогда же были подтверждены гидрохимиком А.А. Варовым: «Воды «гипсоносной свиты», по его наблюдениям, и «покровной соли» не имеют непосредственных самостоятельных выходов (на дневную поверхность – прим. автора), ... однако проникновение воды до пластов соли вполне доказывается засолением «плитняковых» (мергелестых известняков и мергелей – прим. автора) вод» [2].

Даже из скупой характеристики трещинных зон однозначно следовал вывод о том, что эти зоны повышенной проницаемости для надсолевых и подсолевых вод могут иметь огромное значение для безаварийной эксплуатации месторождения. К сожалению, это обстоятельство не было принято во внимание и систематического изучения трещинных зон на ВКМКС не проводилось. Следствием проведения такой горно-геологической политики стало затопление в 1986 г. III-го Березниковского рудника (БКРУ-3), причиной которого стала проходка горной выработки в одной из трещинных зон¹. В дальнейшем из-за нарушения равновесия геологической среды в 1995 г. произошло техногенное землетрясение на Соликамском руднике СКРУ-2, образование провалов земной поверх-

¹ Барях А.А. Горно-технические аварии: опыт геомеханического расследования // Моделирование стратегии и процессов освоения георесурсов: тез. докл. Междунар. конф. – Волгоград; Пермь, 2000. – С. 8–9.

ности в 1999 г. в районе Березниковского рудника БКРУ-1 и его затопление в 2006 г. (рисунок 1). Таким образом, предметом настоящей работы являются трещинные зоны, изучение которых необходимо для оценки состояния геологической среды месторождения с целью предупреждения катастрофических динамических событий.



Рисунок 1. – Вид Березниковского рудника БКРУ-1 после затопления

Эксплуатация ВКМКС будет продолжаться еще десятки лет. За это время геологическая среда неоднократно будет терять равновесие, восстановление которого будет сопровождаться новыми опасными динамическими событиями, а материальный ущерб от них будет оцениваться гигантскими суммами. Поэтому актуальной на все время эксплуатации ВКМКС становится проблема изучения геологической среды, в которой сформировалось месторождение, выявление в ней структурно-тектонических неоднородностей, ответственных за нарушение ее равновесия, установление признаков или критериев, опираясь на которые можно осуществить районирование территории месторождения по степени его динамической активности, т.е. опасности для эксплуатации.

Методы исследования. При изучении геологической среды для прогнозирования в ней мест проявления динамических событий важнейшей является проблема выявления в данной среде таких структурно-тектонических элементов и процессов, которые способствуют нарушению ее естественного напряженного состояния. При изменении естественного напряженного состояния формируются локальные участки концентрации напряжений, которые являются очагами различных динамических событий. Прежде всего это трещинные зоны, как естественного, так и искусственного, или техногенного, происхождения (рисунок 2).



Рисунок 2. – Вид провала поверхности земли в районе Березниковского рудника БКРУ-3

Фактической основой для изучения трещинных зон и других структурно-тектонических объектов служат геологические, структурно-тектонические, геоморфологические, петрофизические, геофизические данные, полученные соответствующими методами. Различные методы исследования играют при этом разную роль. Места проявления динамических событий пространственно и генетически связаны с локальными нарушениями сплошности геологической среды в виде трещинных зон различного генезиса, размеров и пространственной ориентировки. Горные породы в этих зонах характеризуются аномальными физическими свойствами, поэтому трещинные зоны картируются аномалиями в соответствующих физических полях (гравитационном, электрическом, магнитном, поле скоростей и др.). Наиболее уверенно трещинные зоны картируются в поле силы тяжести. Целесообразность использования в основном данных гравиразведки обусловлена не только благоприятными физико-геологическими предпосылками применения этого метода, но также тем, что детальные и высокоточные исследования этим методом в масштабах 1:25000 выполнены на всю территорию ВКМКС, площадью около 2 тыс. км² [3–5]. Геофизические исследования другими авторами и другими методами выполнялись только эпизодически и на небольших участках [6–12] при решении частных задач картирования отдельных структурно-тектонических объектов.

Результаты исследований. I. Характеристика трещин и трещинных зон. Отдельные трещины и трещинные зоны на ВКМКС изучались эпизодически различными исследователями в основном в горных выработках² [13–19]. В кинематическом отношении трещины в продуктивной толще делятся на трещины отрыва и трещины скола. Трещины скола образуются в результате процессов складкообразования, поскольку системы этих трещин располагаются симметрично по отношению к осям складок. Ширина трещин не превышает 10–15 см, чаще они имеют длину в первые мм, при длине в первые дм. В полостях трещин находится силвин и галит; это указывает на то, что они образовались на заключительной стадии герцинского этапа тектогенеза.

Системы трещин отрыва также обусловлены складкообразованием. На начальном этапе этого процесса трещины отрыва формируются вдоль осей складок в результате разрыва в кровле пласта при его изгибе. Ширина этих трещин изменяется от первых см до 1,0–1,5 м. На заключительной стадии складкообразования происходит полный разрыв пласта соли, между краями которого возникает пролет шириной от 20–30 до 100–150 м при длине по простиранию в несколько десятков м.

Связь структурообразования с трещинообразованием очень детально была изучена в продуктивной толще Тверитинской мульды, где было закартировано две трещинные зоны скола и две зоны отрыва шириной 200–400 м при длине по простиранию более 1 км. Расстояние между отдельными трещинами скола достигает 800 м, они имеют крутое падение, по вертикали прослеживаются на 13 м, раскрытость их не превышает 1 см, а смещение блоков по ним составляет от 0,5 до 1,5 см. Трещины отрыва имеют длину до 15–20 м, расстояние между ними составляет от 0,5 м до 50 м; они также имеют крутое падение, размах по вертикали составляет от 10 см до 1,5 м при раскрытости от дм до 1,5 м. Среди трещин отрыва особенно опасными для миграции подземных вод являются те из них, которые пересекают несколько продуктивных пластов: они, как правило, субвертикальные, их длина по падению достигает 90 м и по возрасту они являются более молодыми. Также опасны и субвертикальные трещинные зоны и участки милонитизации в надсоляной терригенно-карбонатной толще.

Ориентировка трещинных зон обоих генезисов согласуется с общей ориентировкой тектонических структур ВКМКС: северо-восточная под углами 25–60° и 10–40° и северо-западная под углами 280–310°.

Значительное число отдельных трещин и трещинных зон закартировано вдоль флексурных перегибов и в сводах антиклинальных структур (Поповское и Пашковское поднятия) субмеридионального и реже северо-западного и широтного простираний, а также мелкие трещины и трещинные зоны, связанные с антиклинальными и синклинальными складками.

Важным фактором, контролирующим трещинообразование, является тектоника дорифейского фундамента, залегающего в Соликамской впадине на глубине около 5 км. Изучение связи тектоники фундамента и трещинообразования показало, что в галогенной толще происходят не только пластические, но и хрупкие деформации при разрядке тектонических напряжений в разломных и трещинных зонах, а по проницаемым зонам трещиноватости происходит внедрение подсолевых и поверхностных вод, способствующих развитию процессов катагенетического и гипергенного выщелачивания, перекристаллизации и замещению первичных солей вторичными. Все эти процессы приводят к уменьшению прочности геологической среды, т.е. потенциально способствуют разрушению водозащитной толщи месторождения.

Кроме описанных выше трещин и трещинных зон, на ВКМКС были выявлены трещины невыясненного генезиса: они встречаются редко, имеют меридиональное простирание, длина их достигает нескольких десятков м, они не имеют четкой связи со структурами, являются более молодыми, чем трещины скола и отрыва. По нашему

² Татаркин А.В. Оценка и прогноз развития опасных природно-техногенных процессов на урбанизированных территориях: дис. ... д-ра техн. наук: 25.00.08. – Пермь, 2020. – 291 л.

Корочкина О.Ф., Кудряшов А.И. Система трещин в соляной толще Верхнекамского месторождения // Материалы III регионального совещания. – Пермь, 1991. – С. 16–24.

Белкин В.В. Техногенная трансформация геологической среды Верхнекамского соленосного бассейна: дис. ... д-ра геол.-минерал. наук: 25.00.36. – Березники, 2010. – 280 л.

мнению, эти трещины образовались в областях динамического влияния глубинных разломов меридиональной ориентировки, которые ограничивают Соликамскую впадину с востока и запада.

Поскольку надсолевые отложения представляют собой жесткий слоистый комплекс, то внутри него образуется экзогенная и эндогенная трещиноватость. Эндогенная галокинезная трещиноватость формируется в результате растяжения слоев при куполообразовании или в результате раскрытия ранее возникших трещин при сползании пород на крыльях соляных куполов. Экзогенные трещины – это трещины выветривания и разгрузки; они сравнительно неглубокие (до 100–150 м), развиты унаследованно и, как и эндогенные трещины, не представляют большого значения для нарушения водозащитной толщи.

II. Картирование трещин и трещинных зон в поле силы тяжести. Результаты изучения трещин и трещинных зон, при всей их ценности, не позволяли установить плановое их распределение по всей территории месторождения, а следовательно, ответить на важнейший вопрос о том, в каком месте может произойти нарушение водозащитной толщи. Эту задачу удалось решить только с помощью гравиметровой съемки. Физико-геологической предпосылкой для этого послужило следующее обстоятельство. При трещинообразовании в горных породах различного генезиса, в том числе и в осадочных, происходит уменьшение плотности геологической среды. Исследования показали, что плотность горных пород в связи с образованием трещин может уменьшаться на 10–15% для осадочных пород и на 20–30% – для магматических и метаморфических пород. Трещинообразование происходит в локальных участках пластообразной формы, длина которых по простиранию может превышать 1 км, при крутом падении и при поперечных размерах и длине по падению от первых десятков до первых сотен м. Плотностные неоднородности таких размеров, как показали расчеты, при дефиците плотности равной 10% могут создавать линейно-вытянутые отрицательные аномалии силы тяжести интенсивностью в первые десятые доли мГал, которые надежно картируются гравиметрической съемкой масштаба 1:25000, выполненной Баженовской геофизической экспедицией УПГО «Уралгеология»³.

При интерпретации поля силы тяжести в связи с картированием трещинных зон были рассмотрены три частные задачи, в результате решения которых было установлено плановое положение и характеристики трещинных зон:

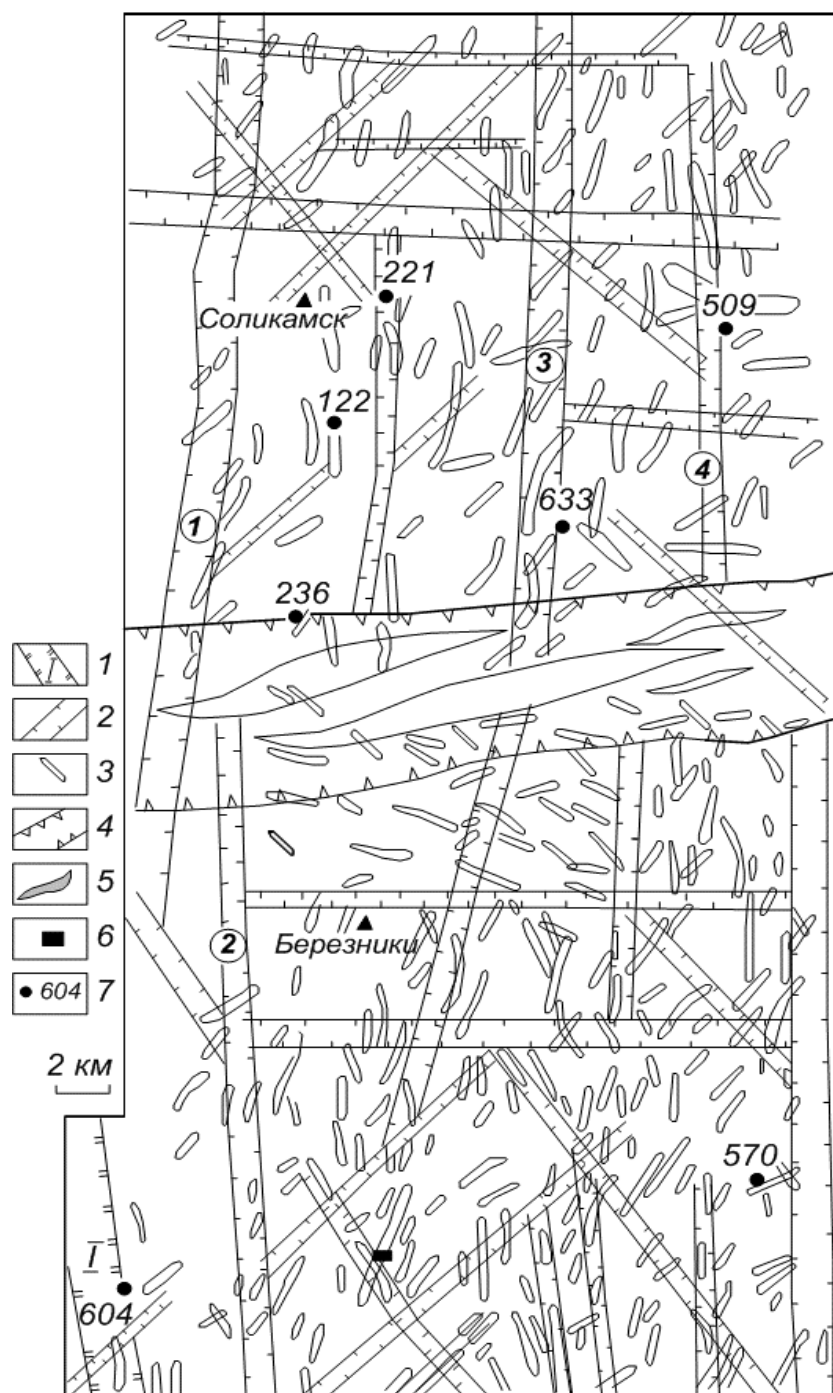
- выделение отрицательных линейных локальных аномалий, обусловленных участками разуплотнения геологической среды;
- определение геологической природы источников отрицательных локальных аномалий, т.е. обоснование выводов о том, что источниками аномалий в геологическом отношении являются трещинные зоны;
- установление параметров трещинных зон: величины разуплотнения пород в пределах трещинных зон и глубин залегания их нижних кромок.

Графически результаты гравиметрической съемки представлены в виде плана изоаномал и в виде плана графиков по профилям, по которым производились измерения силы тяжести. Из анализа плана изоаномал и плана графиков был сделан вывод о том, что картирование слабоинтенсивных аномалий, обусловленных трещинными зонами, следует осуществлять не по плану изоаномал, а по плану графиков остаточного поля, полученного методом осреднения. Этот метод вносит наименьшие искажения в форму и интенсивность выделяемых аномалий и наиболее просто реализуется в вычислительном отношении. Надежность выделения аномалий в этом случае определяется количеством профилей, на которых они проявляются, т.е. задача картирования наиболее уверенно решается путем межпрофильной корреляции аномалий силы тяжести.

По результатам интерпретации аномального гравитационного поля ВКМКС на его территории было картировано около 200 линейных отрицательных аномалий силы тяжести (рисунок 3) интенсивностью в первые десятые доли мГал, шириной в плане в первые сотни м и протяженностью более 2–4 км, источники которых находятся в основном на глубинах 100–200 м, реже на глубине около 400 м; ориентировка аномалий субмеридиональная, северо-западная, северо-восточная, реже широтная, т.е. соответствующая общему тектоническому плану ВКМКС [5]. Наиболее вероятной геологической природой аномалий являются трещинные зоны, что в ряде случаев было подтверждено данными других геофизических методов сейсморазведки, магниторазведки, электро-разведки методом ВЭЗ в виде зон повышенной электропроводности, в совокупности с геоморфологическими, структурно-геологическими данными и данными физического моделирования.

Опираясь на результаты интерпретации локальных аномалий поля силы тяжести, тектоническую схему ВКМКС (см. рисунок 3) и прогностические признаки, которыми характеризуются эпицентры опасных динамических событий: динамические, тектонические, структурные, геофизические, геоморфологические и горно-технические [3], было осуществлено районирование территории ВКМКС с выделением участков, в пределах которых вероятность совершения опасных динамических событий наиболее высокая (рисунок 4), т.е. в первом приближении решена важнейшая геоэкологическая задача для такой урбанизированной территории с высокой техногенной нагрузкой, какой является территория ВКМКС.

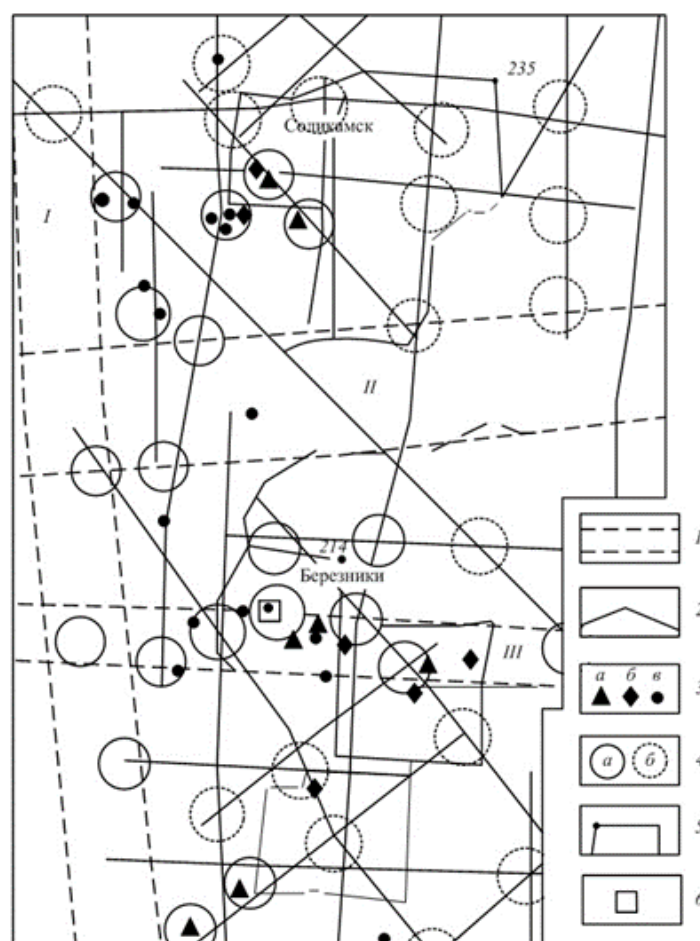
³ Отчет о результатах гравиметрической съемки м-ба 1:25000 Верхнекамской площади, проведенной в 1986–1990 гг. ПГО «Уралгеология». – Свердловск: Фонд ОАО Пермьнефтегеофизика, 1990. – 212 с.



- 1 – Красноуфимский глубинный разлом; 2 – внутриблоковые разломы различных рангов;
 3 – участки повышенной трещиноватости геологической среды по гравиметрическим данным;
 4 – Дуринский прогиб по кровле солей и одноименный глубинный разлом; 5 – интенсивные аномалии силы тяжести, которые обусловлены локальными прогибами в кровле солей в Дуринском прогибе;
 6 – место провала на территории БКРУ-3; 7 – местоположения и номера скважин

Рисунок 3. – Тектоническая схема Верхнекамского месторождения калийных солей и результаты интерпретации гравитационного поля

Совокупность перечисленных признаков или критериев прогнозирования динамических событий носит не случайный характер. Она отражает состояние геологической среды, которая находится под действием двух силовых полей – естественного и техногенного. Невозможно оценить роль и вес каждого признака и информационную полноту всей их совокупности, а также что надо сделать для того, чтобы эта совокупность признаков переросла в свое новое качество – в систему прогностических признаков. Эта проблема пока только обозначена.



1 – разломы: I – Красноуфимский, II – Дуринский, III – Зырянский; 2 – разломные зоны с осевыми линиями; 3 – эпицентры землетрясений (а), сейсмоявления (б), провалы и участки ускоренного оседания дневной поверхности (в); 4 – границы прогноза динамических событий: выделенные уверенно (а), менее уверенно (б); 5 – скважины и границы шахтных полей; 6 – местоположение аварии на Березниковском руднике БКРУ-1 в октябре 2006 г.

Рисунок 4. – Структурно-тектоническая схема ВКМКС с положением прогнозируемых участков наиболее вероятных динамических событий

Заключение. Прогнозирование динамических событий, приводящих к разрушению водозащитной толщи на ВКМКС, стало возможно только опираясь на единую физико-геологическую основу-модель месторождения, в свойствах которой хорошо проявлены главные элементы тектонического строения геологической среды, характеризующие ее пликтивную и дизъюнктивную деструкцию. Такими элементами являются, прежде всего, трещинные зоны. В настоящее время из всей совокупности геолого-геофизических методов только с помощью гравиразведки, выполненной в площадном, детальном и высокоточном варианте, было осуществлено картирование локальных аномалий силы тяжести, источниками которых с высокой долей вероятности следует рассматривать трещинные зоны. С помощью других методов геофизики решить эту задачу не представляется возможным по технико-методическим и экономическим причинам.

Выявленные закономерности планового положения локальных аномалий силы тяжести (трещинных зон) позволили сформулировать ряд критериев для прогнозирования динамических событий, опираясь на которые было выполнено районирование территории ВКМКС по динамической опасности. Система критериев прогнозирования, описанная в [9], пока является единственной, т.е. безальтернативной, несмотря на детальное геолого-минералогическое и структурно-тектоническое изучение ВКМКС. Задача дальнейшего изучения тектонического строения ВКМКС заключается в проведении более детальных геофизических исследований, прежде всего гравиметрических (в масштабах крупнее 1:25000), на локальных участках, потенциально опасных на проявление динамических событий, и в разработке альтернативной физико-геологической основы ВКМКС.

ЛИТЕРАТУРА

1. Преображенский П.И. Геолого-разведочные работы на калий в Соликамском и Березниковском районах за период с 1 октября 1926 г. по 1 октября 1927 г. // Материалы по общей и прикладной геологии. – 1929. – Вып. 126. – 70 с.

2. Варов А.А. Гидротехнические исследования Прикамского соленосного района // Геологический комитет. Материалы по исследованию соленосного района. – 1928. – Вып. 3. – С. 33–55.
3. Filatov V., Bolotnova L. Generalizing the experience of forecasting dynamic events at the Upper Kama potassium salt deposit according to geological and geophysical data // *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Gornyi zhurnal*. – 2019. – № 4. – С. 61–70.
4. Филатов В.В., Кассин Г.Г., Попов Б.А. Геофизические исследования на Верхнекамском месторождении калийно-магнєвых солей // Изв. вузов. Горный журнал. – 1995. – № 6. – С. 150–161.
5. Филатов В.В., Болотнова Л.А. О тектоническом плане Верхнекамского месторождения калийных солей по результатам физического моделирования и геолого-геофизическим данным // Изв. вузов. Горный журнал. – 2020. – № 5. – С. 38–46. DOI: 10.21440/0536-1028-2020-5-38-46.
6. Вишнеvский П.В. Выделение дизъюнктивных нарушений на Верхнекамском месторождении калийных солей по результатам обработки геофизических наблюдений // Тр. Геолог. ин-та. – 1970. – Вып. 21. – С. 51–55.
7. Константинова С.А., Чернопазова Н.Н., Гульєва А.А. Оценка начальных напряжений в скальном массиве Верхне-Прикамья по блочной иерархической модели // Журнал горной науки. – 2001. – Т. 37, № 5. – С. 447–454.
8. Мелководная геофизическая разведка Верхне-Камского месторождения калийных солей / И.А. Санфиров, Я.И. Степанов, И.Я. Герасимова и др. // Горный журнал. – 2013. – Т. 49, № 6. – С. 902–907.
9. Шулаков Д.Я., Бутурин П.Г., Верхоланцев А.В. Сейсмологический мониторинг Верхнекамского месторождения: задачи, проблем, решения // Горный журнал. – 2018. – № 6. – С. 25–29. DOI: 10.17580/gzh.2018.06.05.
10. Bychkov S., Dolgal A., Simanov A. Interpretation of Gravity Monitoring Data on Geotechnical Impact on the Geological Environment // *Pure and Applied Geophysics*. – 2021. – Vol. 178. – P. 107–121. DOI: 10.1007/s00024-020-02640-8.
11. Щербинина Г.П. Реконструкция тектонических элементов по результатам комплексной интерпретации геолого-геофизических данных // Стратегия и процессы освоения георесурсов: сб. науч. тр. / ГИ УрО РАН; под ред. А.А. Барях. – Пермь, 2018. – Вып. 16. – С. 167–172. DOI: 10.7242/gdsp.2018.16.44.
12. Щербинина Г.П. Выявление разуплотненных участков в водозащитной толще на северо-востоке БКПРУ-4 по гравиметрическим данным // Стратегия и процессы освоения георесурсов: сб. науч. тр. / ГИ УрО РАН; под ред. А.А. Барях. – Пермь, 2012. – Вып. 10. – С. 143–145.
13. Вахрамеева В.А. Трешиноватость соляных пород карналлитовой зоны Верхнекамского месторождения // Тр. ВНИИГ. – 1969. – Вып. 35. – С. 251–273.
14. Валєев Р.Н., Вишняков А.К. Тектоника и эпигенез галогенных отложений // Условия формирования и закономерности размещения месторождений нерудного минерального сырья Европейской части СССР: сб. статей / Казанский ун-т; под ред. Р.Н. Валєева. – Казань, 1976. – С. 101–129.
15. Филиппов С.А., Наймушина Р.П. Зоны замещения в продуктивных пластах Верхнекамского месторождения // Советская геология. – 1988. – Вып. 9. – С. 21–27.
16. Петроплотные основы безопасной эксплуатации Верхнекамского месторождения калийно-магнєвых солей / Под ред. Н.М. Джиноридзе. – Соликамск; СПб.: ОГУП, 2000. – 400 с.
17. Филиппов С.А., Корочкина О.Ф. Проявление дизъюнктивной тектоники в продуктивной толще Верхнекамского месторождения калийных солей // Геотектоника. – 1990. – № 1. – С. 64–67.
18. Копнин В.И. Верхнекамское месторождение калийных, калийно-магнєвых и каменных солей и природных рассолов // Изв. вузов. Горный журнал. – 1995. – № 6. – С. 10–43.
19. Кудряшов А.И. Верхнекамское месторождение солей. – 2-е изд., перераб. – М.: Эпсилон Плюс, 2013. – 368 с.

REFERENCES

1. Preobrazhenskii, P.I. (1929). Geologo-razvedochnye raboty na kalii v Solikamskom i Bereznikovskom raionakh za period s 1 oktyabrya 1926 g. po 1 oktyabrya 1927 g. *Materialy po obshchei i prikladnoi geologii*, (126), 70. (In Russ.).
2. Varov, A.A. (1928). Gidrotekhnicheskie issledovaniya Prikamskogo solenosnogo raiona. *Geologicheskii komitet. Materialy po issledovaniyu solenosnogo raiona*, (3), 33–55. (In Russ.).
3. Filatov, V. & Bolotnova, L. (2019). Generalizing the experience of forecasting dynamic events at the Upper Kama potassium salt deposit according to geological and geophysical data. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Gornyi zhurnal*, (4), 61–70.
4. Filatov, V.V., Kassin, G.G. & Popov, B.A. (1995). Geofizicheskie issledovaniya na Verkhnekamskom mestorozhdenii kaliino-magnievyykh solei. *Izv. vuzov. Gornyi zhurnal*, (6), 150–161. (In Russ.).
5. Filatov, V.V. & Bolotnova, L.A. (2020). O tektonicheskom plane Verkhnekamskogo mestorozhdeniya kaliinykh solei po rezul'tatam fizicheskogo modelirovaniya i geologo-geofizicheskim dannym [Upper Kama potassium salt deposit tectonic scheme based on physical modeling results and geological and geophysical data]. *Izv. vuzov. Gornyi zhurnal [Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Gornyi zhurnal]*, (5), 38–46. (In Russ., abstr. in Engl.). DOI: 10.21440/0536-1028-2020-5-38-46.
6. Vishnevskii, P.V. (1970). Vydelenie diz'yunktivnykh narushenii na Verkhnekamskom mestorozhdenii kaliinykh solei po rezul'tatam obrabotki geofizicheskikh nablyudenii. *Tr. Geolog. in-ta*, (21), 51–55. (In Russ.).
7. Konstantinova, S.A., Chernopazova, N.N. & Gul'eva, A.A. (2001). Otsenka nachal'nykh napryazhenii v skal'nom massive Verkhne-Prikam'ya po blochnoi ierarkhicheskoi modeli. *Zhurnal gornoj nauki*, 37(5), 447–454. (In Russ.).
8. Sanfirov, I.A., Stepanov, Ya.I., Gerasimova, I.Ya. & Nikiforova, A.I. (2013). Melkovodnaya geofizicheskaya razvedka Verkhnekamskogo mestorozhdeniya kaliinykh solei. *Gornyi zhurnal*, 49(6), 902–907. (In Russ.).
9. Shulakov, D.Ya., Buturin, P.G. & Verkholtantsev, A.V. (2018). Seismologicheskii monitoring Verkhnekamskogo mestorozhdeniya: zadachi, problem, resheniya [Seismological monitoring at the Upper Kama Potash Deposit: objectives, problems, solutions]. *Gornyi zhurnal [Gornyi Zhurnal]*, (6), 25–29. (In Russ., abstr. in Engl.). DOI: 10.17580/gzh.2018.06.05.
10. Bychkov, S., Dolgal, A. & Simanov, A. (2021). Interpretation of Gravity Monitoring Data on Geotechnical Impact on the Geological Environment. *Pure and Applied Geophysics*, 178, 107–121. DOI: 10.1007/s00024-020-02640-8.
11. Shcherbinina, G.P. (2018). Rekonstruktsiya tektonicheskikh elementov po rezul'tatam kompleksnoi interpretatsii geologo-geofizicheskikh dannyykh. In A.A. Baryakh (Eds.) *Strategiya i protsessy osvoeniya georesursov*: sb. nauch. tr. (167–172). Perm: GI Uro RAN. (In Russ.).

12. Shcherbinina, G.P. (2012). Vyyavlenie razuplotnennykh uchastkov v vodozashchitnoi tolshche na severo-vostoke BKPRU-4 po gravimetricheskim dannym. In A.A. Baryakh (Eds.) *Strategiya i protsessy osvoeniya georesurov*: sb. nauch. tr. (143–145). Perm: GI UrO RAN. (In Russ.).
13. Vakhrameeva, V.A. (1969). Treshchinovatos' solyanykh porod karnallitovoi zony Verkhnekamskogo mestorozhdeniya. *Tr. VNIIG*, (35), 251–273. (In Russ.).
14. Valeev, R.N. & Vishnyakov, A.K. (1976). Tektonika i epigenez galogennykh otlozhenii. In R.N. Valeev (Eds.) *Usloviya formirovaniya i zakonmernosti razmeshcheniya mestorozhdenii nerudnogo mineral'nogo syr'ya Evropeiskoi chasti SSSR*: sb. statei (101–129). Kazan: Kazanskii un-t. (In Russ.).
15. Filippov, S.A. & Naimushina, R.P. (1988). Zony zameshcheniya v produktivnykh plastakh Verkhnekamskogo mestorozhdeniya. *Sovetskaya geologiya*, (9), 21–27. (In Russ.).
16. Dzhinoridze, N.M. (Eds.) (2000). *Petroplotnosnye osnovy bezopasnoi ekspluatatsii Verkhnekamskogo mestorozhdeniya kaliino-magnievyykh solei [Petrotectonic fundamentals for safe mining operation in the Upper-KAMA deposit of potash-magnesium salts]*. Solikamsk; S.-Petersburg: OGUP. (In Russ., abstr. in Engl.).
17. Filippov, S.A. & Korochkina, O.F. (1990). Proyavlenie diz'yunktivnoi tektoniki v produktivnoi tolshche Verkhnekamskogo mestorozhdeniya kaliinykh solei. *Geotektonika*, (1), 64–67. (In Russ.).
18. Kopnin, V.I. (1995). Verkhnekamskoe mestorozhdenie kaliinykh, kaliino-magnievyykh i kamennykh solei i prirodnnykh rassolov. *Izv. vuzov. Gornyi zhurnal*, (6), 10–43. (In Russ.).
19. Kudryashov, A.I. (2013). *Verkhnekamskoe mestorozhdenie solei*. Moscow: Epsilon Plyus. (In Russ.).

Поступила 25.04.2023

SUBSURFACE GEOECOLOGY OF THE VERHNEKAMSK POTASSIUM SALT DEPOSIT

V. PHILATOV

(Vladimir State University)

K. VANDYSHEVA

(Ural State Mining University, Ekaterinburg)

The geological environment experiences a significant transformation in any type of economic activity in the form of changes in its structure, properties and state. The exploitation of deposits is accompanied by the extraction and movement of huge masses of rock and captures areas of tens and hundreds of square kilometers. Therefore, the problem of safe field operation is geoeologically relevant.

This work summarizes the experience of studying the complex of geological and geophysical methods of tectonic structure and dynamic events that occurred at the Verkhnekamsk deposit of potassium salts in the Perm Urals, and also the criteria for their prediction are substantiated.

Keywords: Perm Urals, Verkhnekamsk deposit of potassium salts, tectonic dislocations of various rank, gravitational field, prediction of places of occurrence of dangerous dynamic events.