

# ВЕСТНИК

ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО № 14 (86)  
ГОСУДАРСТВЕННОГО  
УНИВЕРСИТЕТА 2007

ISSN 1991-9743

---

СЕРИЯ

## «СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА»

Выпуск 4

---

Журнал включен в Реферативный журнал и Базы данных ВИНТИ. Сведения о журнале ежегодно публикуются в международной справочной системе по периодическим и продолжающимся изданиям «Ulrich's Periodicals Directory».

### Редакционная коллегия:

д.т.н., профессор **В.М. Асташкин** (*отв. редактор*); **Т.А. Кравченко** (*отв. секретарь*);  
д.т.н., профессор **С.Г. Головнев**; д.т.н. **С.Е. Денисов**; к.т.н., доцент **Ю.Ф. Кутин**;  
к.т.н., профессор **Ю.В. Максимов**; д.т.н., профессор **В.И. Панферов**; д.т.н., профессор  
**А.Н. Потапов**; к.т.н., профессор **В.В. Спасибожко**; д.х.н., профессор **Ю.И. Сухарев**;  
д.т.н., профессор **Б.Я. Трофимов**.

### СОДЕРЖАНИЕ

#### Экспертиза и оценка объектов недвижимости

ОЛЕНЬКОВ В.Д., ПОПОВ Д.С. Влияние динамически напряженных зон на безопасность городских территорий .....	3
ВОРОШИЛОВ А.П., СУББОТИНА Н.В. Применение спутникового GPS-приемника PROMARK2 для измерения горизонтальных смещений точек .....	6
БАЙБУРИН А.Х. К оценке системной надежности гражданских зданий .....	8

## Содержание

---

### Строительные материалы и изделия

- АБЫЗОВ В.А., КЛИНОВ О.А., РЯХОВСКИЙ Е.Н. Основные направления повышения качества и расширения номенклатуры жаростойких растворов и огнеупорных клеев ..... 12
- КРАМАР Л.Я., НУЖДИН С.В., ТРОФИМОВ Б.Я. Композиции на основе магниезиального вяжущего, не склонные при эксплуатации к растрескиванию ..... 15
- ТРОФИМОВ Б.Я. Регулирование морозостойкости бетона на шлакопортландцементях ..... 18

### Теория расчета строительных конструкций

- МУСИХИН В.А. Геометрическое построение оптимальной конструкции стального спирального каната ..... 21
- ЗАХЕЗИН А.М., МАЛЫШЕВА Т.В., СЕРГИЙКО А.С. Определение динамической нагруженности гидротехнического сооружения транспортным потоком ..... 27
- САБУРОВ В.Ф. Эксплуатационные свойства крановых рельсов ..... 31
- КАЗАНЦЕВ В.С. Определение поправочных коэффициентов к компрессионному модулю деформации пылевато-глинистых элювиальных, неогеновых и палеогеновых грунтов континентального генезиса Челябинской области ..... 38

### Инженерное оборудование зданий и сооружений

- ПАНФЕРОВ В.И., ПАНФЕРОВ С.В. Моделирование нестационарных процессов в газопроводах ..... 44
- ПАНФЕРОВ В.И. К теории термопар ..... 48

### Научно-методический раздел

- ХЕЙФЕЦ А.Л. Система автоматизированного расчета продолжительности инсоляции ... 51

- Сведения об авторах ..... 55

# Экспертиза и оценка объектов недвижимости

УДК 711.4+502.3

## ВЛИЯНИЕ ДИНАМИЧЕСКИ НАПРЯЖЕННЫХ ЗОН НА БЕЗОПАСНОСТЬ ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ

*В.Д. Оленьков, Д.С. Попов*

**В работе освещается вопрос о неблагоприятном влиянии динамически напряженных зон земной коры на биосферу и безопасность зданий и сооружений. Рассмотрен процесс образования динамически напряженных зон, методы их выявления.**

Представление проектировщиков и застройщиков о земной коре как о статичной, непрерывной, сплошной массе порождает при строительстве и эксплуатации объектов городской застройки массу проблем. Здания и системы коммуникации проектируют, строят и эксплуатируют таким образом, словно Земля неподвижна и неизменна во времени. Проектировщик в своей деятельности руководствуется довольно ограниченными знаниями о локальных объемах пород, на которых или в толщах которых он проектирует объекты.

Основываясь на данных последних геофизических исследований [2] можно сделать утверждение о том, что информация, получаемая с помощью классических инженерно-геологических изысканий (когда перед строительством сооружения осуществляется бурение с отбором керна в нескольких точках строительной площадки, и обследуются прочностные свойства извлеченного материала) не является исчерпывающей для оценки свойств грунта. Если сооружение попадает в зону влияния динамически напряженной зоны, то свойства грунта под этим сооружением могут изменяться с течением времени. Динамически напряженные зоны (ДНЗ) – это тектонические нарушения земной коры без нарушения ее сплошности. Исследование ДНЗ показало, что в этих зонах под воздействием сначала строительной техники, а затем и самого сооружения, снижается несущая способность грунта. То есть грунт, казавшийся перед началом строительных работ достаточно прочным, может спустя какое-то время размягчиться настолько, что не сможет служить опорой для этого сооружения. Происходит это из-за того, что тектонические нарушения невысокого ранга (т.е. ДНЗ) обладают достаточной подвижностью, которая носит как трендовый направленный характер, так и представлена динамическими колебаниями различной природы. Однако, как показывают исследования, даже на небольших участках

массива имеют место деформационные процессы с различными периодами и амплитудой [3].

Модель образования ДНЗ в общем случае показана на рис. 1. Процесс формирования ДНЗ первоначально зарождается в скальном фундаменте (рис. 1-1). В результате естественных подвижек тектонических блоков формируется разрывное нарушение (рис. 1-2), которое постепенно распространяется до земной поверхности в результате разуплотнения пород осадочного чехла (рис. 1-3). По этой зоне разуплотнения, как по проводящему каналу происходит циркуляция из более глубоких частей радона и продуктов его распада, фиксируемая в приповерхностных слоях атмосферы. В поверхностной части осадочного чехла породы, попадающие в зону разуплотнения (рис. 1-4), насыщаются водой за счет как атмосферных осадков, так и грунтовых вод, что подтверждается результатами геофизических исследований. Фиксируемые на земной поверхности короткопериодные колебания в этих разуплотненных зонах могут быть обусловлены различными причинами или совместным их воздействием. Поскольку породы внутри приповерхностной части разлома сильно обводнены и разуплотнены, не исключается возмущающее воздействие на них приливных колебаний, а поскольку породы внутри разломной зоны обводнены, может проявиться некоторая инертность в затухании колебаний, отражение волн от более плотных поверхностей и др.

Динамические процессы, происходящие в земной коре, сопряжены с серьезной опасностью для объектов, оказавшихся в зоне влияния подвижных тектонических структур или динамически напряженных зон. Наиболее контрастно это проявляется на протяженных объектах, таких как нефтепроводы и газопроводы, подземные коллекторы и т.п. [6].

В настоящее время по территории Российской Федерации проложено более 200 тыс. км ма-

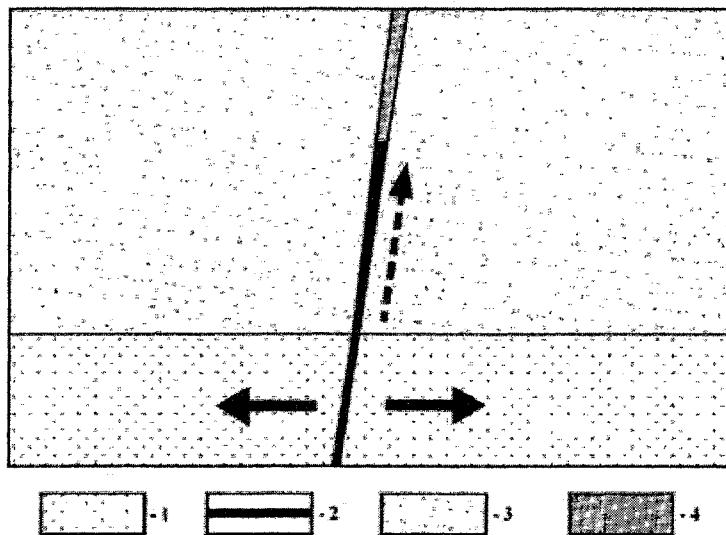


Рис. 1. Модель формирования динамически напряженной зоны

гистральных нефте- и газопроводов, которые неминуемо пересекают множество региональных и локальных тектонических разломов. По имеющейся статистике, около 80 % всех аварий магистральных продуктопроводов приурочены к определенным областям – местам пересечения ими динамически напряженных зон.

Другая проблема, связанная с ДНЗ – геопатогенность. Согласно проведенным исследованиям [2], над ДНЗ зарегистрировано повышенное содержание радиоактивного радона и торона. Их дочерние продукты могут осаждаться в клетках дыхательных путей, где альфа-частицы способны повреждать ДНК и потенциально приводить к раку легких.

К локальным разломам земной коры приуро-

чены также магнитные аномалии, наличие которых обусловлено по сравнению со сплошным массивом иными составом, свойствами и обводненностью пород, слагающих межблоковое пространство. Аномальное магнитное поле может крайне негативно воздействовать на самочувствие и состояние человека и вызывать у него определенные заболевания. В общем виде неблагоприятное воздействие ДНЗ на биосферу, безопасность зданий, сооружений и территорий показано в таблице.

Несмотря на все вышеперечисленные воздействия на данный момент в нормативной литературе ДНЗ, как источник опасных для проживания людей факторов и снижения безопасности сооружений, практически не рассматривается.

## Воздействие динамически напряженных зон на биосферу, безопасность зданий, сооружений и территорий

Фактор	Воздействие	
	на биосферу	на здания и сооружения
Механические процессы	– Микросейсмы, находящиеся на пределе человеческого восприятия, способны негативно влиять на самочувствие	– Повышенные динамические нагрузки вследствие вертикальных и горизонтальных колебаний земной коры. – Повышенная химическая агрессивность минерализованных вод приводит к ускорению процесса коррозии трубопроводов. – Повышенный уровень грунтовых вод. – Понижение несущей способности грунтов основания
Магнитные поля	– Длительное воздействие геомагнитного поля на организм человека приводит к изменениям его физиологических функций, таких как электрическая активность мозга и нервных клеток	– Ускорение процесса коррозии металла инженерных коммуникаций
Радиоактивное излучение	– Эманации радона, торона и продуктов их распада могут приводить к аллергическим реакциям и заболеваниям органов дыхания, сердечно-сосудистые патологии, онкологические заболевания	– Строительные конструкции накапливают радиацию и впоследствии сами являются источником радиоактивного излучения

Вместе с тем уже в настоящее время разработан ряд методов, с помощью которых можно выявлять ДНЗ в предпроектный, проектный период и на ранней стадии строительства. К таким методам относятся: спектрально-сейсморазведочное профилирование, исследование динамической активности локальных разломных структур с использованием заглубленного трубопровода в качестве датчика деформаций породы, применение GPS-технологий. Кроме того, ДНЗ можно выявлять с помощью линеаментного дешифрирования материалов дистанционного зондирования. Следует отметить, что линеаментное дешифрирование проведено еще во второй половине XX в. для территорий многих крупных российских городов (рис. 2), но в градостроительном проектировании эта ценнейшая информация по расположению линеаментов (локальных тектонических нарушений) до сих пор не учитывается.



Рис. 2. Дугообразные тектонические разломы (линеаменты) Москвы [1]

## Выводы

1. Динамически напряженные зоны необходимо учитывать в градостроительном планировании, а также на стадиях проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Для этого должна быть разработана соответствующая нормативная литература.

2. Наряду с классическими инженерно-геологическими изысканиями на начальной стадии проектирования нужно применять способы определения динамически напряженных зон. Наиболее целесообразным для выявления таких зон является метод спектрально-сейсморазведочного профилирования.

3. Для существующих зданий, попадающих под воздействие локальных тектонических нарушений должен быть разработан комплекс мер по нейтрализации или минимизации неблагоприятных воздействий динамически напряженных зон.

## Литература

1. Давиденко, И.В. Ресурсы цивилизации / И.В. Давиденко, Я.А. Кеслер // *Неизвестная планета*. – М.: ЗАО «Всеобщие исследования». Изд-во ЭКСМО, 2005. – 544 с.
2. Кострюкова, Н.К. Локальные разломы земной коры – фактор природного риска / Н.К. Кострюкова, О.М. Кострюков. – М.: Изд-во Акад. горн. наук, 2002. – 239 с.
3. Ромашов, А.Н. О механизме формирования структур растяжения и сжатия в тектоносфере (глобальная геодинамика) / А.Н. Ромашов // *Электр. науч.-инф. журн. «Вестник ОГТГГН РАН»*. – М.: ОИФЗ РАН. – 1997. – № 2'97. – Т. 1.
4. Сашурин, А.Д. Современная геодинамика и техногенные катастрофы / А.Д. Сашурин // *Геомеханика в горном деле*. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2003. – С. 180–191.
5. Мониторинг напряженно-деформированного состояния верхней части земной коры на шахте Сарановская-Рудная / А.Д. Сашурин, В.И. Ручкин, А.А. Панжин, В.В. Дубовик // *Проблемы геотехнологии и Недроведения (Мельниковские чтения): Доклады Международной конференции 6–10 июля 1998 г.* – Екатеринбург: УрО РАН, 1998. – С. 192–198.
6. Трифонов, В.Г. Активная тектоника и геоэкология / В.Г. Трифонов // *Проблемы геодинамики и литосферы*. – М.: Наука. – 1999. – Вып. 511 – С. 44–62.

## ПРИМЕНЕНИЕ СПУТНИКОВОГО GPS-ПРИЕМНИКА PROMARK2 ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ ТОЧЕК

*А.П. Ворошилов, Н.В. Субботина*

**Рассмотрена возможность применения спутниковых GPS-приемников ProMark2 для определения горизонтальных смещений пунктов. Приведены результаты экспериментальных работ.**

Горизонтальные смещения точек земной поверхности и инженерных сооружений могут быть вызваны техногенными факторами и чаще всего проявляются в зонах влияния горных разработок. В зонах возможных сдвижек земной поверхности организуются планомерные наблюдения за состоянием массивов горных пород. Современное состояние геодезических методов и технологий позволяет организовать наблюдения на больших территориях путем построения специальных геодезических сетей с проведением регулярных повторных измерений. Они позволяют своевременно выявить смещения пунктов, прогнозировать состояние массивов горных пород, в том числе при инженерно-строительных изысканиях и проектировании застройки.

Ранее выполненные расчеты по проектированию геодезических сетей для измерений величин возможных деформаций земной поверхности показали, что в условиях действующих крупных предприятий оптимальным вариантом являются сети, измерения элементов которых обеспечивают определение смещений пунктов с точностью порядка 10 мм.

В современном геодезическом производстве для построения опорных сетей стали широко использоваться спутниковые GPS- и ГЛОНАСС-приемники, соответствующие геодезические программные продукты и методы математической обработки. Они позволяют получать высокую точность положения пунктов, вполне удовлетворяющую требованиям инженерно-строительных изысканий, построению плановых опорных геодезических сетей, в том числе на территории проектирования и строительства. При этом не требуется обеспечивать взаимную видимость между пунктами сетей, проводить большой объем угловых и линейных измерений. Применение такой технологии позволяет полностью автоматизировать производство геодезических работ, поэтому к настоящему времени спутниковые методы практически вытеснили традиционные построения, и развитие опорных геодезических сетей проводится на основе спутниковых систем. В настоящее время в РФ распространение получили спутниковые геодезические приемники ProMark2, ProMark3. Благодаря взаимному сотрудничеству российской (ВОМЗ) и

французской приборостроительных компаний стоимость ProMark остается наиболее доступной для российских пользователей.

Приемник позволяет работать в режимах статики и кинематики как с постобработкой с помощью программного обеспечения Ashtech Solution, так и в RTK. Точность измерения координат GPS-приемником ProMark2 в статическом режиме составляет 5 мм + 1 ppm в плане, а по высоте – 10 мм + 2 ppm, время наблюдений варьируется в режиме статики от 15 до 60 минут и зависит от длины базовой линии, рекомендуемое время инициализации 5 минут. Программа Ashtech Solutions включает в себя модули планирования, передачи данных, предварительной обработки, уравнивания, преобразования координат и другие, в том числе один из мощнейших модулей постобработки, позволяющий выявить грубые ошибки на стадии предварительной обработки результатов.

Применение спутникового приемника ProMark2 для определения сдвижек земной поверхности требует проведения специальных исследований его на точность определения горизонтальных смещений точек в реальных условиях эксплуатации измерительной аппаратуры. Для решения этой задачи были проведены экспериментальные измерения, организованные так, чтобы можно было сравнить смещения, определенные с помощью спутникового приемника с фактическими смещениями, специально заданными и точно зафиксированными.

Для проведения эксперимента была запроектирована и закреплена на местности сеть пунктов, состоящая из базовых точек с известными координатами (система координат и высот условная) и определяемых пунктов. На определяемых пунктах были нанесены основные и «смещенные центры». Измерения проводились двумя приемниками ProMark2 в статическом режиме с установкой одного из них над базовым пунктом, а другого – на определяемых. Длины базовых линий не превышали 0,5 км. Приемники устанавливались на штатив с тщательным оптическим центрированием. Наблюдения на определяемых пунктах выполнены как с основного, так и со смещенных центров. Затем с помощью ПО Ashtech Solution полученная с приемников информация была обработана. Величины

заданных смещений между закрепленными центрами были измерены непосредственно с помощью компарированной стальной линейки с точностью до 0,5 мм.

Экспериментальные измерения геодезическими приемниками на пунктах сети проводились 2 раза: в пределах одной даты и через 5 месяцев. При обработке в ПО Ashtech Solution были определены координаты  $X$ ,  $Y$  всех точек, с которых проведены спутниковые измерения. По координатам основных и смещенных центров вычислены горизонтальные расстояния между ними с использованием обратной геодезической задачи, которые являются измеренными приемниками горизонтальными смещениями.

Полученные горизонтальные смещения сравнивались с заданными смещениями (непосредственно измеренными) в эксперименте как для наблюдений одной даты, так и для наблюдений, выполненных спустя 5 месяцев. Средние квадратические погрешности (СКП) величин определяемых смещений по результатам данного эксперимента были оценены по Формуле Гаусса:

$$m_{\Delta L} = \sqrt{\frac{\sum \Delta_L^2}{n}}, \quad (1)$$

где  $\Delta_L$  – разность между измеренным и заданным смещением;  $n$  – количество измеренных смещений.

В эксперименте с измерением смещений в течение одной даты были использованы точки: А001, 0004, 0005, 0006, 0007, 0008, 0009, 00010. СКП определения смещений по ним составила 10 мм, а для измерений через 5 месяцев (точки А001, 0004, 0005, 0006, 0008, 0009) была получена оценка СКП, равная 9 мм. Значимого изменения СКП для разных периодов измерений, участвующих в эксперименте, не выявлено.

Средние квадратические погрешности определения изменений координат точек также были оценены по формуле Гаусса с использованием разностей координат одной и той же точки, измеренных два раза. Получены следующие значения СКП определения изменений координат пунктов сети:  $m_{\Delta x} = 0,0011$  м;  $m_{\Delta y} = 0,0003$  м. Они практически на порядок меньше предыдущей оценки СКП определения смещений.

Полученные в результате эксперимента оценки СКП определения смещений и изменений координат точек спутниковыми приемниками позволяют сделать следующие предварительные выводы:

- реальная точность измерения смещений рассматриваемыми приемниками составила 9 и 10 мм и не зависит от времени между повторными наблюдениями (в пределах 5 месяцев);

- значения оценки СКП определения смещений в экспериментальных работах получены примерно в два раза большими, чем указанная в технических характеристиках прибора СКП для определения плановых координат;

- СКП определения изменений координат  $X$ ,  $Y$  пунктов получены очень малыми: 0,001 м и 0,000 м соответственно, следовательно, исследуемый приемник и его ПО дают несколько завышенную точность при повторном определении координат пунктов геодезической сети;

- спутниковый приемник ProMark2 может успешно применяться при измерении горизонтальных смещений земной поверхности и инженерных сооружений в случаях, когда сантиметровая точность определений является достаточной.

Применение спутниковых технологий в контроле за сдвижением массивов горных пород позволяет сократить время проведения полевых и камеральных работ, повысить надежность и качество проводимых измерений.

# К ОЦЕНКЕ СИСТЕМНОЙ НАДЕЖНОСТИ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

*А.Х. Байбурин*

Для оценки надежности гражданских зданий различных типов с регулярной структурой в плане и по высоте предложено рассматривать элементарные конструктивные ячейки с составлением схемы системной надежности.

Различают три модели системной надежности: последовательную, параллельную и смешенную. При последовательном соединении отказ наступает при выходе из строя одного из элементов. Для независимых элементов надежность последовательной системы

$$P_s = \prod_{i=1}^n P_i. \quad (1)$$

Зависимые элементы обладают несколько большей надежностью

$$P_{xy} = P_x P_y + \text{cov}(x, y), \quad (2)$$

где ковариация

$$\text{cov}(x, y) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}). \quad (3)$$

Примером последовательной схемы является статически определяемая стержневая система.

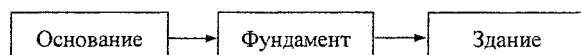
При параллельном соединении отказ наступает при выходе из строя всех элементов. Для независимых элементов надежность параллельной системы

$$P_s = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_i). \quad (4)$$

Хотя отказ статически неопределимой системы наступает при разрушении всех избыточных связей (плюс одна связь), для нее нельзя использовать выражение (4), так как выход из строя одного элемента системы приводит к перераспределению усилий в других элементах.

Для смешанных последовательно-параллельных систем, состоящих из независимых элементов, надежность вычисляется с использованием выражений (1) и (4) путем разбивки сложной системы на элементарные блоки.

Рассмотрим применение теории системной надежности для простых конструктивных систем. При этом условимся считать элементы взаимно независимыми. С целью качественного анализа представим надежность системы «основание – фундамент – здание» последовательной моделью:



Ясно, что надежность рассматриваемой системы определяется наиболее слабым звеном. Но

это математически верно, только если звено весьма слабое по сравнению с другими, надежность которых приближается к единице. Исходя из этих соображений и учитывая последовательность возведения здания, основание и фундаменты стараяются запроектировать и выполнить с наибольшей надежностью. Кроме того, соблюдают (по возможности) принцип равнонадежности всех элементов системы.

Учитывая, что запроектным воздействиям чаще всего подвергаются надземные конструкции, при оценке надежности зданий сосредоточим внимание на несущем каркасе. Надежность несущего каркаса здания в целом определить практически невозможно ввиду сложности структурной схемы надежности. Однако, учитывая, что гражданские многоэтажные здания различных типов обычно имеют регулярную структуру в плане и по высоте, имеется принципиальная возможность вычленив некоторую ячейку этой структуры. Назовем ее «элементарная конструктивная ячейка». Отказ любой такой ячейки может вызвать прогрессирующее разрушение здания.

Для панельных зданий расчетная схема локального разрушения при аварийных воздействиях (взрыв, пожар, удар и т.д.) может быть составлена по рекомендациям пособия по проектированию жилых зданий [1]. На элементарную конструктивную ячейку влияют соседние элементы, но это влияние становится существенным лишь при их отказе. Согласно [1] выделяют два типа конструктивных элементов, расположенных близ локальных разрушений. В элементах первого типа воздействия локальных разрушений не вызывают качественного изменения напряженного состояния, а приводят лишь к увеличению усилий и напряжений. В элементах второго типа (к ним относятся конструкции, потерявшие первоначальные опоры и расположенные над локальным разрушением) в рассматриваемом состоянии здания качественно меняется напряженное состояние. Элементы первого типа при нормальных эксплуатационных воздействиях подвергаются нагрузкам в 2–3 раза ниже разрушающих, а локальные разрушения, как правило, не могут вызывать перегрузки этих конструкций более чем в два раза. Так, например, расчетами было доказано, что при выходе из строя



отдельных стеновых панелей здания 97 серии перегрузки соседних панелей не превышают 80–90 %. Исходя из этого, в пределах одного этажа влиянием соседних элементов первого типа на расчетную конструктивную ячейку можно пренебречь. Такое допущение, принятое для панельных зданий, для зданий других конструктивных систем требует дополнительных обоснований.

Исходя из изложенного и с учетом принятых допущений будем считать, что безопасность здания определяется надежностью элементарной конструктивной ячейки, которая, в свою очередь, зависит от надежности элементов и схемы их соединения. В качестве элементарной ячейки панельного здания предлагается рассматривать четыре несущих панели стен, перекрытых панелью перекрытия (рис. 1, а).

Согласно расчетной схеме [1] отказ ячейки наступает при выбивании двух смежных панелей стен и одновременном выходе из строя вертикальных связей, на которых повисают вышерасположенные панели, либо при разрушении перекрытия. Такой схеме разрушения соответствует структурная схема надежности, изображенная на рис. 1, б.

Предложенная структурная схема надежности может быть развернута в более сложную, если рассматривать отказ стеновых панелей по опорному и среднему сечениям, отказ панели перекрытия по изгибающему моменту и поперечной силе и т.д. Отказы по деформациям и трещинообразованию не рассматривают, так как они не ведут к обрушению.

Принятой схеме системной надежности (см. рис. 1, б) соответствует математическая модель

$$P_s = [1 - (1 - P_{14})(1 - P_6)]P_5, \quad (5)$$

$$P_{14} = \prod_{ij}^4 [1 - (1 - P_i)(1 - P_j)],$$

где  $i, j$  – двойки смежных пар панелей стен: 1 и 2; 1 и 4; 2 и 3; 3 и 4.

Пусть, например,  $P_1 = \dots = P_4 = 0,99$ ,  $P_5 = 0,95$  и  $P_6 = 0,90$ . Тогда

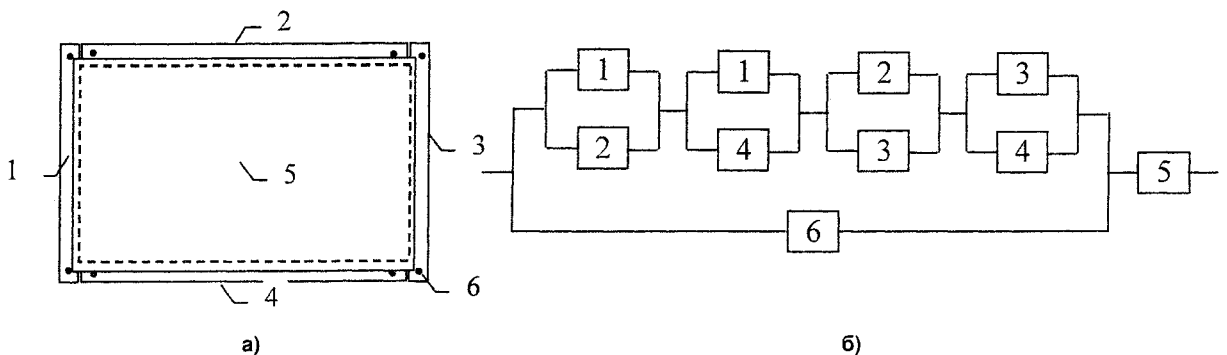


Рис. 1. Конструктивная схема (а) и расчетная модель надежности (б) элементарной ячейки панельного здания: 1–4 – стеновые панели; 5 – панель перекрытия, опертая по четырём сторонам; 6 – вертикальные связи между этажами

$$P_s = [1 - (1 - 0,9996)(1 - 0,9)]0,95 = 0,95,$$

$$P_{14} = [1 - (1 - 0,99)(1 - 0,99)]^4 = 0,9996.$$

Таким образом, при заданных параметрах модели надежность ячейки практически не зависит от связей и определяется надежностью панели перекрытия.

При запроектных воздействиях (взрыв, пожар, удар и т.д.) панели стен отказывают с вероятностью 1, то есть  $P_{14} = 0$ . Тогда из (5) получаем

$$P_s = [1 - (1 - P_6)]P_5 = [1 - (1 - 0,9)]0,95 = 0,855,$$

и надежность ячейки оказывается зависимой от надежности междуэтажных связей.

Полученные выводы согласуются с результатами исследований безопасности панельных зданий при запроектных воздействиях [2, 3].

Элементарную конструктивную ячейку кирпичного здания представим в виде двух несущих стен и опертых на две стороны плит перекрытий (рис. 2, а). При этом отказ такой системы наступит при отказе любого из элементов, то есть имеет место последовательная схема системной надежности (рис. 2, б).

Для независимых элементов надежность последовательной системы вычисляется по формуле (1). Если принять  $P_1 = P_2 = 0,99$ ,  $P_3 = P_4 = P_5 = 0,95$ , тогда

$$P_s = 0,99^2 \cdot 0,95^3 = 0,84.$$

Как видим, надежность элементарной ячейки кирпичного здания при равной надежности элементов значительно меньше надежности ячейки панельного здания и зависит от количества плит перекрытий. При запроектных воздействиях, когда, например, при взрыве достоверно (с вероятностью около 1) разрушается несущая стена, надежность системы приближается к нулю. Таким образом, для обеспечения надежности кирпичных зданий при чрезвычайных ситуациях нужны дополнительные конструктивные мероприятия.

Вычленение конструктивной ячейки монолитного здания принципиально возможно, если влияние соседних элементов заменить условными связями, учитывающими неразрезность системы и возмож-

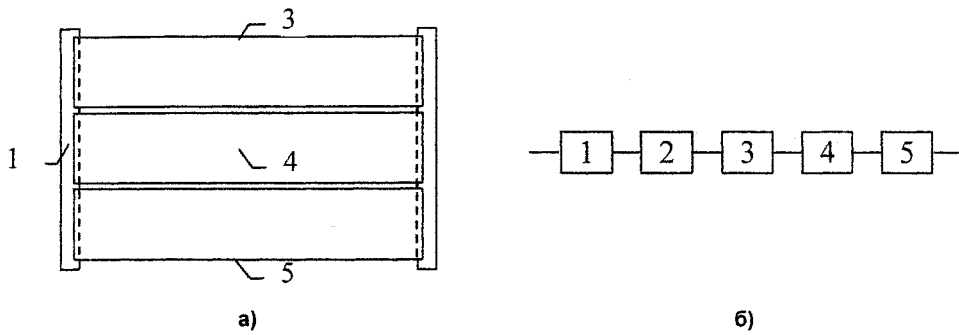


Рис. 2. Конструктивная схема (а) и расчетная модель надежности (б) элементарной ячейки кирпичного здания: 1, 2 – кирпичные стены; 3–5 – плиты перекрытий, опертые по двум сторонам

ность перераспределения нагрузок (рис. 3, а). Пусть доказано, что отказ ячейки наступает при разрушении одной из колонн и одновременном выходе из строя горизонтальных и вертикальных связей, либо при разрушении перекрытия при одновременном выходе из строя горизонтальных связей. Принятой схеме разрушения соответствует структурная схема надежности, изображенная на рис. 3, б.

Схема системной надежности (см. рис. 3, б) описывается математической моделью

$$P_s = \left[ 1 - \left( 1 - \prod_{i=1}^4 P_i \right) (1 - P_6) \right] \times (1 - (1 - P_5)(1 - P_7)). \quad (6)$$

Пусть, например,  $P_1 = \dots = P_4 = 0,99$ ,  $P_5 = 0,95$  и  $P_6 = P_7 = 0,99$ . Надежность условных связей в монолитном здании, обеспеченная неразрезностью системы и непрерывной арматурой, примем выше надежности стальных точечных связей в панельных зданиях. Тогда получим

$$P_s = \left[ 1 - (1 - 0,99^4)(1 - 0,99) \right] \times (1 - (1 - 0,95)(1 - 0,99)) = 0,999.$$

Анализ модели показывает, что при высокой надежности колонн и связей надежность плиты перекрытия мало влияет на системную надежность ячейки. Это обусловлено перераспределением усилий в неразрезной системе перекрытия при отказе локального его участка.

При запроектных воздействиях, когда одна из колонн достоверно отказывает, получаем

$$P_s = [1 - (1 - P_6)](1 - (1 - P_5)(1 - P_7)) = 0,99 \cdot 0,9995 = 0,990,$$

то есть надежность ячейки определяется, главным образом, надежностью вертикальных и горизонтальных связей, моделирующих монолитность конструктивной системы.

Результаты качественного сравнения системной надежности зданий различных конструктивных систем при условно принятых одинаковых значениях надежности элементов сведены в таблицу.

Таблица

Вид воздействий	Надежность конструктивной ячейки здания		
	кирпичного	панельного	монолитного
Проектные	0,84	0,95	0,999
Запроектные	0	0,86	0,99

Таким образом, надежность конструктивной ячейки, как при проектных воздействиях, так и при чрезвычайных ситуациях существенно зависит от типа конструктивной системы здания. В каменных зданиях, где швы и связи заложены на уровне материала (каменной кладки), надежность минимальна. Средний уровень надежности характерен для панельных зданий со связями и швами между конструктивными элементами. В монолитных зданиях при отсутствии связей и швов в несущем

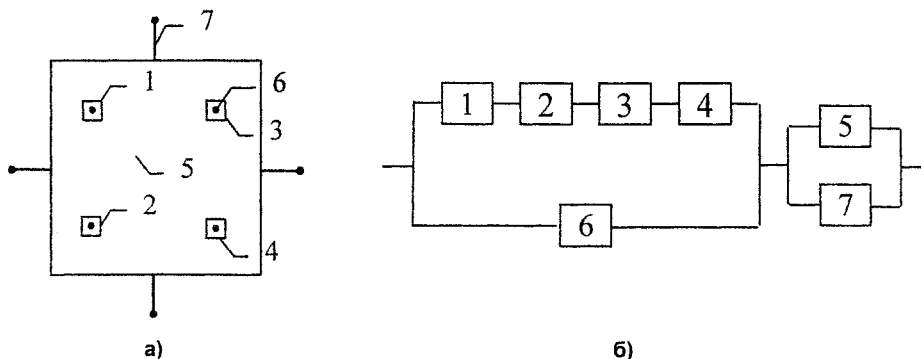


Рис. 3. Конструктивная схема (а) и расчетная модель надежности (б) элементарной ячейки монолитного здания: 1–4 – колонны; 5 – плита перекрытия; 6 – вертикальные связи; 7 – горизонтальные связи

каркасе (при наличии связей на макроуровне, например, между зданием и фундаментом или основанием) надежность конструктивной ячейки наибольшая.

Разработанные модели надежности позволяют проводить качественный анализ надежности гражданских зданий. Предложенный подход может быть применен при оценке качества строительства зданий.

#### *Литература*

1. *Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85)*. – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
2. Стругацкий, Ю.М. *Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях* / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шатино // *Промышленное и гражданское строительство*. – 1998. – № 8. – С. 37–41
3. Тамразян, А.Г. *Конструктивная безопасность железобетонных конструкций зданий и сооружений при запроектных воздействиях* / А.Г. Тамразян, А.Ю. Степанов, С.Г. Парфенов // *Науч. тр. 2-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – пути развития»*. – М.: Дипак, 2005. – Т. 6. – С. 92–100.

# Строительные материалы и изделия

УДК 666.974

## ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА И РАСШИРЕНИЯ НОМЕНКЛАТУРЫ ЖАРСТОЙКИХ РАСТВОРОВ И ОГНЕУПОРНЫХ КЛЕЕВ

*В.А. Абызов, О.А. Клинов, Е.Н. Ряховский*

**В связи с ужесточением требований к качеству жаростойких и огнеупорных материалов, особенно актуальны вопросы их совершенствования и расширения номенклатуры. Рассмотрены основные пути развития данных материалов, обобщены подходы к их решению, предложены способы получения стабильных жидких фосфатных огнеупорных клеев и жаростойких растворов, сохраняющих свойства при длительном хранении.**

Вопросы снижения себестоимости жаростойких и огнеупорных бетонов всегда были весьма актуальны. В связи с этим при их производстве широкое распространение и применение получили:

1. Заполнители на основе вторичных огнеупоров и некоторых шлаков черной и цветной металлургии, в особенности ферросплавного производства.

2. Тонкомолотые добавки также из вторичных огнеупоров, шлаков, пыли газоочистки ряда огнеупорных производств, шламов химических, нефтехимических и абразивных предприятий, отработанные катализаторы нефтехимических производств и другие материалы, отличающиеся повышенным содержанием огнеупорных соединений (корунда, шпинелей, форстерита, муллита, глинозема, оксида хрома и т.д.).

3. Вяжущие на основе побочных продуктов промышленности, либо получаемые попутно с другой продукцией, либо в значительной мере содержащие попутные продукты промышленности (глиноземистый (ГЦ) и высокоглиноземистый (ВГЦ) цементы от алюминотермической выплавки ряда металлов, ГЦ и ВГЦ с тонкомолотыми огнеупорными добавками, шламовая ортофосфорная кислота, фосфатные связки на основе отходов химической промышленности и др.).

4. Дисперсные огнеупорные промышленные отходы, не требующие измельчения, как часть вяжущего или тонкомолотой добавки.

5. Низкоцементные и бесцементные бетоны, в которых вяжущее частично или полностью заменяется микрозаполнителем, который обладает химической или гидравлической активностью, или участвует в процессе спекания.

Таким образом, снижение себестоимости традиционно достигалось путем полного или частич-

ного использования вторичных материалов вместо дорогостоящего чистого сырья, а также сокращения затрат на его измельчение. В сочетании с заменой штучных обжиговых огнеупоров бетонами это позволяло достичь значительной экономии.

Однако, наиболее огнеупорные и термостойкие материалы – фосфатные – используются в весьма незначительных объемах. Основная причина – необходимость многоступенчатой термообработки, хотя и при сравнительно не высоких температурах – 150...350 °С. Эта же причина сдерживает распространение шлакощелочных вяжущих, усугубляясь сложностями с помолем и контролем качества шлаков. Следовательно, упрощение технологии и более широкое распространение фосфатных жаростойких материалов возможно при условии упрощении режима термообработки (дальнейшего снижения температур термообработки до 100...150 °С и сокращения ее продолжительности) или полного ухода от нее.

В работах ряда исследователей ЦНИИСК, В.А. Копейкина, М.М. Сычева, Л.Г. Судакаса, Н.Ф. Федорова и др. применительно к фосфатным связкам и фосфатным растворам вопросы регулирования процесса твердения были решены за счет подбора активности наполнителя и заполнителя, а также широкого использования алюмохромфосфатных, хромфосфатных и алюмоборфосфатных связующих, отличающихся невысокой температурой отверждения.

Для тяжелых жаростойких фосфатных бетонов вышеописанная проблема успешно решена в работах А.И. Хлыстова (СГАСА) путем рационального подбора порошковой части вяжущего. Это обеспечивает твердение при нормальных температурах за счет процессов контактно-конденсационного твердения вяжущего.

Применительно к ячеистым жаростойким бетонам получение материала без термообработки разработано А.Н. Абызовым (УралНИИСтромпроект) – по технологии самораспространяющегося экзотермического синтеза.

Таким образом, использование активных при низких температурах компонентов шихты и экзотермии в процессе структурообразования позволяет уйти от термообработки [1, 2]. Для производства клеевых и растворных составов, сохраняющих подвижность в течение длительного времени, данная проблема не решена. Так, технология получения алумоохромфосфатной связки (АХФС) предусматривает длительный нагрев в реакторе; для некоторых связок необходимо охлаждение (магнийфосфатная). Кроме того, известные на сегодня фосфатные жаростойкие клеевые и растворные составы требуют дисперсного огнеупорного наполнителя (с большими затратами на помол). Они обладают низкой живучестью, измеряемой в часах (от 1 часа до 1–2 сут), в то время как жидкие связки, например, АХФС, в герметичной таре может храниться почти неограниченно долго без изменения свойств. Однако, чистые жидкие фосфатные связки (без наполнителя) дороги и редко используются. Потребитель в настоящее время не готов использовать многокомпонентные составы, приготовление которых на месте, непосредственно перед употреблением, требует определенной квалификации.

С целью упрощения технологии и снижения затрат на самую дорогостоящую операцию – помол в качестве дисперсного наполнителя в рассматриваемых материалах целесообразно использовать дисперсные промышленные отходы, содержащие глинозем, корунд, алумоохромсодержащие компоненты, обеспечивающие получение алумоохромфосфатных материалов [3].

Вязущее должно формироваться без термообработки, в процессе взаимодействия ортофосфорной кислоты с наполнителем и добавками [4, 5]. Уход от термообработки на стадии образования вязущего возможен при использовании, во-первых, активного сырья, во-вторых, управляемой экзотермии (известен опыт использования экзотермии в получении алумофосфатных связок и их модификаций) [3]. Это обеспечивает формирование в жаростойких растворах и клеях алумоохромфосфатного связующего без термообработки, стабильного в течение длительного времени. Применение дисперсных порошкообразных и волокнистых алумоохромсодержащих отходов, таким образом, позволяет получить вязкие клеевые и растворные смеси, в которых активная часть переходит в фосфорнокислые соединения, а более инертная остается во взвешенном состоянии без потери однородности структуры (расслоения). Таким образом, формируется дисперсно-наполненная жидкая фосфатная композиция, в зависимости от состава и консистенции которой она может являться

как клеем, так и раствором. Рассматривая степень перехода наполнителя и добавок в жидкое связующее, можно представить его как функцию:

$$y = f(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5),$$

где  $x_1$  – содержание активных оксидов  $Cr_2O_3$ ,  $Al_2O_3$ ,  $CaO$ ,  $SiO_2$ ,  $MgO$ ,  $R_2O$  в наполнителе;

$x_2$  – содержание активных оксидов  $CaO$ ,  $MgO$ ,  $R_2O$  в добавках (техногенные отходы требуемой дисперсности и состава);

$x_3$  – содержание  $P_2O_5$  в смеси;

$x_4$  – дисперсность наполнителя;

$x_5$  – жидко-твердое отношение.

Влиянием второстепенных факторов (температура окружающей среды, интенсивность перемешивания), как показывает практика, можно пренебречь.

При оптимальном сочетании факторов определенное содержание  $Cr_2O_3$ ,  $Al_2O_3$ ,  $CaO$ ,  $SiO_2$ ,  $MgO$ ,  $R_2O$  с одной стороны, обеспечивает экзотермию, необходимую для их частичного перехода в раствор, с образованием стабильной вязкой структуры, устойчивой при хранении, с другой стороны, не приводит к схватыванию и потере подвижности. По составу такие растворы представляют собой смесь фосфатного связующего с дисперсным наполнителем (удельная поверхность в пределах 4000–5500  $cm^2/g$ ). Помимо удельной поверхности наполнителя, влияет его фракционный состав, в частности, содержание частиц менее 5 мкм.

На прочностные показатели растворов и клеев влияет большее количество факторов – помимо указанных выше, играет роль вид огнеупора и качество его поверхности, пористость, длительность твердения до первого нагрева, наличие сушки (и ее режим) перед первым нагревом.

В результате были разработаны составы жидких фосфатных клеевых и растворных смесей, длительно хранящихся без расслоения и потери подвижности (до 2 мес). В зависимости от фракционного состава, они являются клеями или растворами (последние содержат также огнеупорный наполнитель фракции 0...0,5 мм. Набор прочности происходит в процессе первого нагрева теплового агрегата. Предел прочности при сжатии достигает 35...40 МПа, температура применения, в зависимости от состава, 1500...1650 °С, адгезия к огнеупорам высокая (например, для шамота разрушение идет по огнеупору), клеевые швы не смачиваются расплавами металлов.

### Литература

1. Абызов, В.А. Жаростойкий газобетон на основе алюмомагнийфосфатного связующего и выскоглиноземистых промышленных отходов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.А. Абызов. – Пермь, 2000. – 21 с.
2. Абызов, В.А. Ячеистые жаростойкие материалы на основе промышленных отходов / В.А. Абызов // Строительство и образование: сб.

науч. тр. – Екатеринбург: УГТУ, 2001. – Вып. 4. – С. 123–124.

3. Абызов, В.А. Пути повышения качества жаростойкого фосфатного газобетона / В.А. Абызов, О.А. Клинов // Проблемы повышения надежности и качества строительства: сб. докл. научно-практ. конф. – Челябинск: Изд-во ЗАО РКФ «Восточные ворота», 2003. – С. 112–113.

4. Жаростойкий газобетон на алюмобор-

фосфатном связующем / В.А. Абызов, А.Н. Абызов, В.А. Магилат и др. // Строительные материалы и изделия: межвузовский сб. науч. тр. – Магнитогорск: МГТУ, 2002. – С. 143–148.

5. Трофимов, Б.Я. Разработка фосфатного связующего для жаростойкого газобетона / Б.Я. Трофимов, В.А. Абызов // Строительство и образование: сб. науч. тр. – Екатеринбург: УГТУ, 1998. – С. 181–185.

## КОМПОЗИЦИИ НА ОСНОВЕ МАГНЕЗИАЛЬНОГО ВЯЖУЩЕГО, НЕ СКЛОННЫЕ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ К РАСТРЕСКИВАНИЮ

*Л.Я. Крамар, С.В. Нуждин, Б.Я. Трофимов*

**В статье рассмотрены проблемы использования магнезиальных вяжущих в современном строительстве. Предложены способы регулирования свойств магнезиального камня путем введения модифицирующих добавок как в вяжущее, так и затворитель. Определены оптимальные соотношения добавок, обеспечивающие водостойкость и отсутствие склонности к растрескиванию магнезиального камня при эксплуатации.**

Изделия на основе магнезиальных вяжущих имеют более чем 100-летнюю историю. Они обладают рядом уникальных для строительства характеристик. Но широкого распространения в настоящее время они так и не получили вследствие ряда особенностей, таких как низкая водостойкость, большие усадочные деформации и склонность к растрескиванию изделий при эксплуатации.

Большинство работ исследователей было направлено, прежде всего, на повышение водостойкости. Были выработаны общие подходы к модифицированию магнезиального вяжущего. Разработаны композиции на основе магнезиального вяжущего, отличающиеся водостойкостью, но при этом в большинстве случаев улучшение одних свойств сопровождается ухудшением других (например, снижением прочностных характеристик).

На кафедре «Строительные материалы» ЮУрГУ (г. Челябинск) на протяжении 10 лет проводятся исследования по улучшению свойств магнезиальных вяжущих. Определен эффективный способ повышения водостойкости введением в вяжущее комплекса из модифицирующей активной минеральной добавки (доменный шлак, зола, микрокремнезем) и крента (природные гидросиликаты магния) [1, 2, 3]. Эффект от данного модифицирования основывается на увеличении в структуре твердеющего магнезиального камня содержания водостойких фаз за счет направленного формирования гидросиликатов магния. В такой структуре крент является центром кристаллизации новообразований, а активные минеральные добавки, взаимодействуя с оксидом магния, формируют магнезиальный камень с повышенным содержанием гидросиликатных фаз, которые обеспечивают водостойкость. Однако длительные испытания магнезиального камня во времени показали, что повышение водостойкости не решает проблемы снижения его склонности к растрескиванию в процессе эксплуатации. Поэтому необходимо было выработать подход, сочетающий возможность обеспечения требуемой водостойкости и отсутст-

вия склонности магнезиального камня к растрескиванию при сохранении основных эксплуатационных характеристик. Склонность камня к растрескиванию связана с тем, что магнезиальное вяжущее, выпускаемое на ОАО «Комбинат Магнезит» (г. Сатка), представляет собой побочный продукт производства периклазовых огнеупоров – пыль с электрофильтров – с переменным содержанием пережога оксида магния (5...15%). Более поздняя гидратация пережога MgO, непрореагировавшего в ранние сроки твердения, в затвердевшем магнезиальном камне сопровождается увеличением в объеме в 2,17 раза, что приводит к возникновению напряжений и появлению трещин. Электронная растровая микроскопия позволяет оценить последствия поздней гидратации пережога MgO в затвердевшем магнезиальном камне. На фотографии скола водостойкого магнезиального камня (рис. 1) показано нарушение сплошности структуры в виде трещины, образованной поздней гидратацией пережога MgO в уже затвердевшем камне.

При малых количествах пережога образуются локальные трещины, а при значительных – сквозные, магистральные трещины, приводящие к разрушению магнезиального камня. Образование трещин в затвердевшем магнезиальном камне вызывает повышение дефектности структуры, развитию сети пор и пустот, а, следовательно, облегчению доступа внутрь камня воды. Это может спровоцировать процессы разложения пентаоксигидрохлоридов до гидроксида магния и вымывание хлоридов магния, что приведет к изменению структуры и деградации свойств магнезиального камня.

Поэтому возникла необходимость исследования возможности целенаправленного воздействия на пережог MgO. В этом отношении представлял интерес активация процесса его гидратации в ранние сроки твердения, когда материал имеет пластическую прочность. Известно, что в качестве активаторов гидратации пережога MgO можно использовать хлориды одновалентных катионов [4].

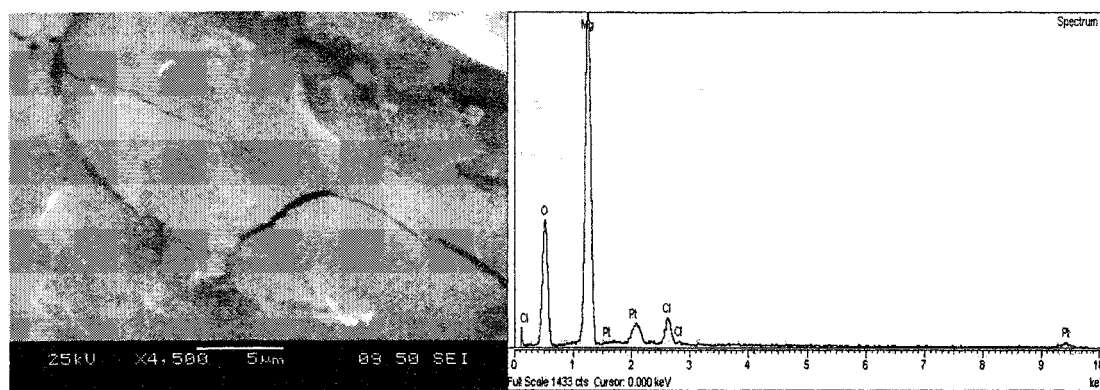


Рис. 1. Трещина, образовавшаяся вследствие гидратации пережога MgO, и спектр скола магниезального камня (добавки: микрокремнезем – 7,5 %, тальк – 5 %, плотность затворителя – 1,24 г/см<sup>3</sup>, увеличение×4500

В данной работе были выбраны хлоридные добавки из ионного ряда Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, Li<sup>+</sup>, NH<sub>4</sub><sup>+</sup>. Исследования влияния выбранных добавок на процесс гидратации показали, что введение их по отдельности не дает необходимого эффекта. При комплексном применении добавок-активаторов гидратации (NaCl+KCl, NaCl+LiCl и NaCl+NH<sub>4</sub>Cl) в оптимальном соотношении отмечается значительное снижение доли пережога в изделии. Особенностью данного модифицирования является то, что хлоридные добавки в необходимом количестве вводятся непосредственно в затворитель – водный раствор хлорида магния. При этом общее количество хлорид-ионов в затворителе остается постоянным [5].

Проведенные исследования выявили, что для получения водостойкого магниезального камня с добавками-модификаторами не склонного к растрескиванию количество каждой из хлоридных добавок должно быть ограничено 4...6 %, при их суммарной дозировке в пределах 10 %. Рекомен-

дуется применять затворитель – водный раствор хлорида магния с плотностью 1,24±2 г/см<sup>3</sup>. Большое количество хлоридов позволяет ускорить процессы растворения и гидратации пережога MgO в ранние сроки твердения. При этом до 3 суток твердения формируется слабо закристаллизованная структура магниезального камня. Фазовый состав магниезального камня представлен небольшим количеством закристаллизованного пентаоксигидрохлорида и гидроксида магния, а также силикатами магния в виде сепиолита, антигорита и талька. Это позволяет сформированной структуре релаксировать внутренние напряжения, возникающие вследствие продолжающихся гидратационных процессов с образованием дополнительных объемов твердой фазы.

С целью определения возможности получения стойкого магниезального камня совместили области не склонного к растрескиванию состояния магниезального камня с полученными изолиниями по коэффициенту размягчения (рис. 2).

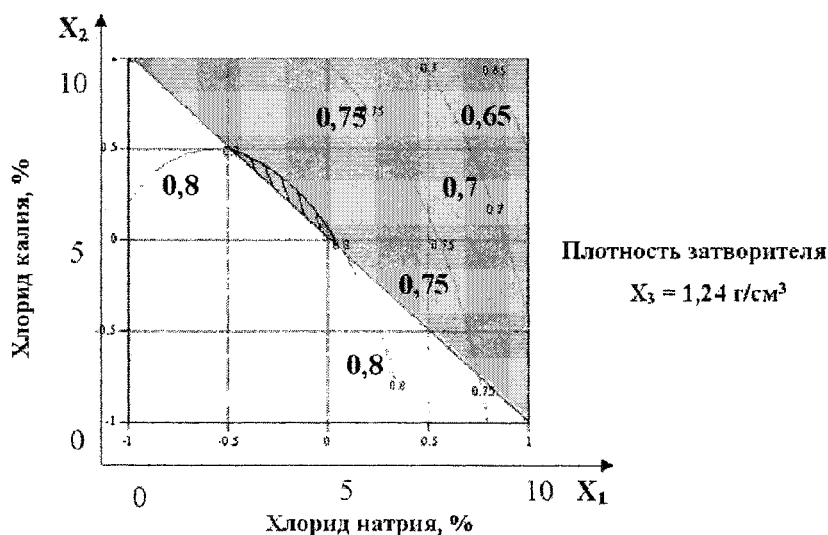


Рис. 2. Область оптимального соотношения вводимых добавок:  
 – затемненная область – область не склонного к растрескиванию состояния магниезального камня;  
 – заштрихованная область – область водостойкого и не склонного к растрескиванию состояния магниезального камня.



В результате получили область (заштрихованная) стабильного существования модифицированного магнезиального камня при эксплуатации следующего состава по расходу добавок-активаторов: хлорид натрия – 2,5...5,5 %, хлорид калия – 5,0...7,5 % при плотности затворителя (водного раствора хлорида магния) 1,24 г/см<sup>3</sup>. Дополнительными исследованиями было определено, что с повышением плотности затворителя данная область расширяется.

Исследования изменения прочности при сжатии магнезиального камня при введении оптимального количества модификаторов показали, что в сравнении с образцами, не содержащими добавки-активаторы гидратации пережога MgO, отмечается снижение прочности при сжатии в 1 сутки твердения на 10 %, а в 28 суток на 5 %, что существенно не влияет на качество магнезиального камня, прочность которого составляет 60...70 МПа.

Таким образом, комплексный подход к вопросу модифицирования композиций на основе магнезиального вяжущего позволил обеспечить определенную структуру магнезиального камня и получать на его основе строительные материалы, отличающиеся стабильностью свойств.

Разработанные композиции на основе магнезиального вяжущего должны найти широкое применение в производстве оснований и покрытий полов зданий и сооружений с высоким уровнем эксплуатационных воздействий – в промышлен-

ных цехах, на складах, торговых рядах, бензо-заправках, автомойках, а также для декоративно-отделочных композиций.

#### Литература

1. Пат. 2238251 Российская Федерация, МПК<sup>7</sup> C04 B 28/30. Композиция на основе магнезиального вяжущего / В.М. Горбаненко, Л.Я. Крамар, Б.Я. Трофимов, А.С. Королев, С.В. Нуждин. – 2004, Бюл. № 26.
2. Нуждин, С.В. Модифицированное магнезиальное вяжущее для бетонов / С.В. Нуждин, Л.Я. Крамар, Б.Я. Трофимов // Бетон и железобетон в третьем тысячелетии: материалы третьей Международной научно-практической конференции. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 2005. – С. 94–97.
3. Нуждин, С.В. Оценка факторов, влияющих на склонность изделий из каустического магнезита к растрескиванию при эксплуатации / С.В. Нуждин, Л.Я. Крамар, Б.Я. Трофимов // Вестник БГТУ им. Шухова. – Белгород: БГТУ, 2005. – № 9 – С. 166–169.
4. Ратинов, В.Б. Добавки в бетон / В.Б. Ратинов, Т.И. Розенберг. – М.: Стройиздат, 1973. – 207 с.
5. Пат. 2290380 Российская Федерация, МПК<sup>7</sup> C04 B 28/30. Композиция на основе магнезиального вяжущего / Л.Я. Крамар, С.В. Нуждин, Б.Я. Трофимов. – 2006, Бюл. № 39.

## РЕГУЛИРОВАНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ БЕТОНА НА ШЛАКОПОРТЛАНДЦЕМЕНТАХ

Б.Я. Трофимов

Рассматриваются вопросы оптимизации содержания шлака в шлакопортландцементе и способы регулирования морозостойкости пропаренного бетона, применяемого для сборных железобетонных изделий.

Применение шлакопортландцементов при производстве сборного и монолитного железобетона с использованием прогревных способов ускорения твердения бетона позволяет добиваться наибольшей экономии топливно-энергетических ресурсов в связи с тем, что доля производства таких цементов в некоторых странах достигает 40...65 % при содержании шлака до 80...90 %. В ряде регионов нашей страны также высока доля потребления шлакопортландцементов, для расширения области применения бетонов на шлакопортландцементе необходимо выяснить возможность применения таких бетонов для изделий с нормируемыми требованиями по морозостойкости. Имеющиеся публикации и нормативные документы противоречивы: с одной стороны ограничивают применение таких цементов для изделий с морозостойкостью бетона марок до F 75...100, или разрешают их применение для более высоких значений марок по морозостойкости при содержании шлака в шлакопортландцементе не более 30...35 %, с другой стороны имеются сведения о возможности получения бетонов на таких цементах с маркой по морозостойкости F 500 и более.

В связи с большой эффективностью применения бетона на шлакопортландцементе для сборных железобетонных изделий особенно важно выявление возможности и пределов регулирования морозостойкости бетонов, прошедших тепловлажностную обработку. В этих условиях формируется более тонкодисперсная, повышенной стабильности при циклическом замораживании структура гидратных новообразований именно при использовании шлакопортландцементов. Следовательно, основным способом повышения морозостойкости таких бетонов должно стать уменьшение капиллярной и рост резервной пористости.

Для экспериментальной проверки морозостойкости бетона были приготовлены в лабораторной шаровой мельнице шлакопортландцементы совместным помолотом клинкера Коркинского цементного завода, кислого (Мо 1) гранулированного доменного шлака ЧМЗ и двуводного гипса. Граншлак получается мокрой грануляцией бассейновым способом и характеризуется содержанием стеклофазы в пределах 90...95 % по массе, при

остаточной влажности 25...30 % по массе. К основным кристаллическим фазам шлака относятся мелилит ( $2\text{CaOAl}_2\text{O}_3\text{SiO}_2$ ), к второстепенным – волластонит ( $\beta\text{-CaOSiO}_2$ ) и анортит ( $\text{CaOAl}_2\text{O}_32\text{SiO}_2$ ), которые вязущими свойствами в тонкомолотом виде не обладают. Изготавливались пять разновидностей цементов с различным содержанием шлака от 0 до 90 %.

Введение 22,5 % шлака в состав вяжущего не ухудшает его свойства, при 45 % шлака на 10 % снижается прочность при сжатии и незначительно (на 1,5 %) при изгибе. Введение 67,5 и 90 % шлака резко (более чем в 2 раза) снижает активность цемента, что, вероятно, связано с недостаточным количеством активизатора ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), необходимого для возбуждения гидравлической активности шлака.

Количество образующейся при гидратации цемента извести в процентах от массы клинкерной части

$$\text{CH} = 0,49 \alpha C_3\text{S} + 0,22 \beta C_2\text{S}. \quad (1)$$

Принимая после пропаривания степень гидратации алита  $\alpha = 0,8$ , а белита  $\beta = 0,2$ , из (1) получим

$$\text{CH} = 0,392C_3\text{S} + 0,044C_2\text{S}. \quad (2)$$

Количество извести, связываемое шлаком в зависимости от его активности, находится в пределах 15...25 % от массы шлака. Тогда оптимальная доля шлака в составе шлакопортландцемента может быть определена из соотношения:

$$\frac{\text{CH}(0,95 - \text{Ш})}{\text{Ш}} = 15...25, \quad (3)$$

где Ш – содержание шлака в долях единицы от суммы шлака и клинкерной части в составе смешанного вяжущего;

0,95 – суммарная доля шлака и клинкерной составляющей в составе шлакопортландцемента.

Из (3) получаем:

$$\text{Ш} = \frac{0,95\text{CH}}{\text{CH} + 15...25}, \quad (4)$$

или с учетом минералогического состава клинкера:

$$\text{Ш} = \frac{0,372C_3\text{S} + 0,042C_2\text{S}}{0,392C_3\text{S} + 0,044C_2\text{S} + (15...25)}, \quad (5)$$

где  $C_3S$ ,  $C_2S$  – содержание алита и белита в клинкере, % по массе.

В Коркинском клинкере содержится 57 % алита и 20 % белита. Для активации кислого доменного шлака требуется повышенное количество извести (принимается верхний предел – 25 %). Тогда оптимальная доля шлака в шлакопортландцементе Коркинского завода со шлаком ЧМЗ составит 0,457, что близко к экспериментальным результатам по прочности.

Составы бетона, использованные для изготовления образцов на цементах с различным содержанием шлака, приведены в табл. 1.

Для регулирования пористости бетона вводились пластифицирующие, воздухововлекающие и ускоряющие твердение добавки: смола воздухововлекающая (СНВ) 0,02 % от массы цемента совместно с техническим лигносульфонатом (ЛСТ) 0,25 %, суперпластификатор на нафталиновой основе С-4 в количестве 0,7 % совместно с 0,02 % СНВ, отдельно суперпластификатор С-4 – 0,7 %, этилсиликат натрия (ГКЖ-10) 0,15 %, нейтрализованный черный контакт (НЧК) 0,01 % совместно с сульфатом натрия (СН) – 1 %.

Морозостойкость бетона определялась испытанием морозостойкости образцов кубов с ребром 100 мм, которые пропаривались по режиму 4+4+8+2 при температуре изотермической выдержки 358 К для образцов на чисто клинкерном цементе и 368 К при введении шлака в состав цемента. Насыщение образцов водой проводилось в течение 4 суток, через 7 суток после пропарки образцы подвергались циклическому замораживанию по основному способу в соответствии с ГОСТ 10060. Результаты определения морозостойкости бетона на цементах с различным содержанием шлака, добавками и начальной величиной В/Ц приведены в табл. 2.

Увеличение исходного В/Ц приводит к резкому уменьшению морозостойкости бетона. Смешанное вяжущее, также как и чисто клинкерное при высоких В/Ц не позволяет получать бетоны с

Таблица 1

Принятые составы бетона на цементах с различным содержанием шлака для определения морозостойкости

№	В/Ц	Количество шлака в цементе, %	Количество, кг, на 1 м <sup>3</sup> бетонной смеси				Средняя плотность бетонной смеси, кг/м <sup>3</sup>
			цемента	песка	щебня	воды	
1	0,3	0	553	462	1258	166	2439
2	0,6	0	276	620	1333	166	2386
3	0,3	50	620	386	1226	186	2418
4	0,6	90	310	569	1304	186	2369
5	0,375	45	483	487	1253	181	2404
6	0,525	45	345	562	1259	181	2383
7	0,45	22,5	402	490	1319	181	2392
8	0,45	67,5	402	490	1319	181	2392
9	0,45	45	412	490	1319	181	2392

Таблица 2

Результаты определения морозостойкости бетона с добавками

Составы бетона по табл. 1	Морозостойкость бетона в циклах					
	Без добавок	СНВ+ЛСТ	С-4+СНВ	С-4	ГКЖ-10	НЧК+СН
1	430	>450	>450	>450	>450	>450
2	43	>100	101	106	106	>100
3	465	>450	>480	>480	>480	387
4	35	110	>100	75	>75	>75
5	>450	>450	>450	415	>450	>450
6	82	>150	>150	>150	>150	>150
7	154	>200	>200	>200	>200	>200
8	212	294	>200	194	>200	>200
9	158	202	>200	154	>200	>200

Примечания:

- Точное количество циклов, соответствующее 5 % падению прочности циклически замораживаемых образцов, находилось линейным интерполированием при устойчивом падении прочности в двух последних определениях с интервалом 25–50 циклов.

- Знак > обозначает, что после соответствующего количества циклических замораживаний не было падения прочности, или оно было меньше нормируемого падения.

морозостойкостью более 30...50 циклов. Уменьшение В/Ц повышает морозостойкость бетона также на обеих разновидностях вяжущего. Увеличение количества шлака в цементе с 22,5 % до 75 % при постоянных значениях начального В/Ц незначительно изменяет морозостойкость бетона (составы 7, 8, 9 табл. 2). Введение добавок, регулирующих характер поровой структуры бетона за счет водоредуцирования и воздухововлечения (СНВ + ЛСТ, С-4 + СНВ), в наибольшей мере способствует повышению морозостойкости бетона. Для бетона на цементе без шлака эффективны также гидрофобизирующие добавки (ГКЖ-10, НЧК + СН). Высокая морозостойкость пропаренного бетона может быть обеспечена на смешанном вяжущем, содержащим 90 % шлака.

Из полученных результатов следует вывод – введением добавок в состав пропаренного бетона удастся значительно повысить его морозостой-

кость, причем количество шлака в цементе (вплоть до 90 %) практически не оказывает отрицательного влияния на этот показатель. Наоборот, с увеличением содержания шлака в цементе до 45 % наблюдается повышение морозостойкости бетона. И только при большем содержании шлака в вяжущем отмечается незначительное снижение морозостойкости, которая остается выше стойкости при циклическом замораживании образцов бетона на чисто клинкерном цементе.

Таким образом, проведенные исследования подтвердили возможность получения пропаренного бетона высокой морозостойкости при использовании шлакопортландцементов с содержанием кислого доменного гранулированного шлака до 90 % при неременном условии уменьшения макропористости и создании резервной пористости бетона за счет введения пластифицирующе-воздухововлекающих добавок и снижения исходного В/Ц.

# Теория расчета строительных конструкций

УДК 539.4:624.01

## ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ ПОСТРОЕНИЕ ОПТИМАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНОГО СПИРАЛЬНОГО КАНАТА

В.А. Мусихин

Представлено теоретическое обоснование геометрического построения оптимальной конструкции стального спирального каната с линейным касанием проволок. Рассмотрена корреляция стальных спиральных канатов и составных винтовых пружин по принципу оптимального конструирования. Сформулирован канонический закон геометрического построения поперечного сечения стального спирального каната.

В настоящее время из всех существующих конструкций стальных спиральных канатов с линейным касанием проволок, предназначенных для использования в качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных (ПН) железобетонных конструкций (ЖБК), канат класса К-7 (1+6) [1] является оптимальным канатом по критерию максимального использования прочностных свойств стали [2].

Диаметр центральной проволоки (сердечника) стального спирального каната с линейным касанием проволок класса К-7 (1+6) (рис. 1, а) должен превышать диаметр повивочных проволок для обеспечения возможности изготовления каната.

В базовой научной работе основоположника применения канатной арматуры в России К.В. Михайлова [3] отмечается, что центральную проволоку стальной спиральной семипроволочной пряди с линейным касанием проволок необходимо принимать несколько большего диаметра, чем наружные проволоки, с целью:

1) получения плотной свивки, при которой достигается плотное прилегание повивочных проволок как к центральной проволоке, так и друг к другу;

2) обеспечения надежного вовлечения центральной проволоки в общую работу пряди за счет ее радиального обжатия слоем спирально уложенных повивочных проволок, которые стремятся выпрямиться под воздействием растягивающего усилия.

Согласно К.В. Михайлову [3] диаметр центральной проволоки семипроволочной пряди должен превышать диаметр наружных спирально уложенных повивочных проволок примерно на 10 %.

Основным государственным нормативным документом, регламентирующим геометрические характеристики составляющих проволок стального каната класса К-7 (1+6), является ГОСТ 13840–68 [1]. Согласно ГОСТ 13840–68 [1] диаметр центральной проволоки превышает диаметр повивочной проволоки на 1,61...4,00 %.

Это требуемое расхождение диаметров составляющих проволок, значительно усложняющее технологию производства семипроволочного каната, объясняется производственной необходимостью. Проблема в том, что при одинаковом диаметре сердечника и повивочной проволоки в семипроволочном канате невозможно обеспечить плотную свивку проволок, при которой достигается

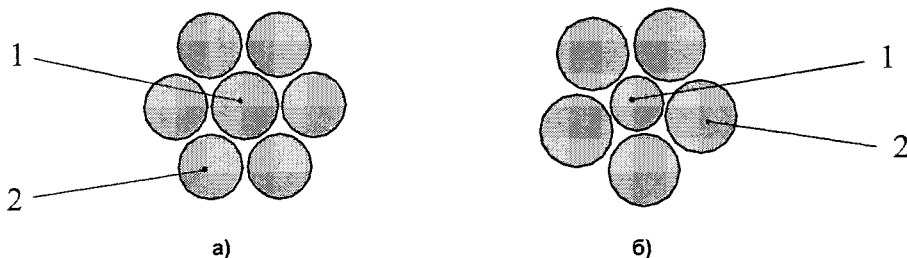


Рис. 1. Поперечные сечения стальных канатов: а – К-7 (1+6), б – К-6 (1+5);  
1 – центральная прямолинейная проволока (сердечник), 2 – повивочная проволока

ся плотное прилегание повивочных проволок как к центральной проволоке, так и друг к другу.

Как показала обработка многочисленных эмпирических данных [4], в стальных канатах разница между длинами структурных элементов, составляющих канат, является основной причиной того, что фактическая прочность стальных канатов всегда ниже теоретической на 5,0...22,5 % в зависимости от конструкции каната. Это явление получило название **межструктурного сдвига**.

Теоретическая прочность стального каната это суммарное разрывное усилие всех проволок в канате, при испытании их на растяжение каждой в отдельности, при этом проволоки испытываются до операции свивки в канат, то есть в так называемом «несвитом» состоянии. «Несвитое» состояние проволоки характеризуется отсутствием деформационных напряжений, возникающих в проволоке при операции свивки в канат. Фактическая (агрегатная) прочность стального каната это разрывное усилие каната в целом.

Согласно исследованию [4], при растяжении стальных канатов первыми теряют свою конструктивную целостность наиболее короткие проволоки, составляющие канат. Полные остаточные удлинения, то есть «шейки», в процессе растяжения стального каната появляются сначала именно в самых коротких проволоках каната. Основной вывод, полученный эмпирическим путем, в исследовании [4] заключается в следующем: в стальном канате наиболее нагруженными элементами являются наиболее короткие элементы каната, а наименее нагруженными элементами являются наиболее длинные элементы каната.

Автором данной статьи построена обобщенная математическая модель стального спирального каната с линейным касанием проволок, разработанная на основании дифференциальных уравнений Кирхгофа для тонкого криволинейного стержня [2]. Эта математическая модель позволяет определять сложное напряженно-деформированное состояние (НДС) элементов каната с учетом его геометрических характеристик (диаметр проволок, угол свивки повивочных проволок) и механических свойств стали (модули упругости и сдвига).

Автором на основе имеющейся математической модели написана программа для ЭВМ на языке Си [5], которая определяет сложное НДС в проволоках каната К-7 (1+6) при заданном внешнем растягивающем усилии для случая чистого растяжения каната (канат растягивается осевой силой  $N_x$ , и при этом его концы закреплены от вращения, то есть угол поворота каната на опорах  $\theta = 0$ ).

Условный диаметр каната класса К-7 (1+6) [1] равен 15,0 мм, номинальный диаметр каната равен 15,2 мм, диаметр сердечника (центральной проволоки каната) равен 5,2 мм и диаметр повивочной (наружной) проволоки каната равен 5,0 мм. Согласно [1] кратность свивки повивочных проволок этого каната может варьироваться в пределах от 12 до 16.

В табл. 1 представлены результаты расчета неравномерности распределения напряжений между сердечником и повивочными проволоками стального каната К-7 (1+6) [1] при различной кратности свивки повивочных проволок.

В табл. 1 введены обозначения:  $N_x$  – внешняя осевая растягивающая сила;  $k$  – кратность свивки повивочных проволок;  $\sigma_n$  – нормальные напряжения от осевого растяжения;  $\sigma_m$  – нормальные напряжения от изгиба;  $\tau_l$  – касательные напряжения от кручения;  $\sigma_l$  – максимальные нормальные напряжения;  $\sigma_{\text{экв}}$  – эквивалентные напряжения;  $\Delta_{\text{п}}$  – расхождение напряжений в повивочной проволоке и сердечнике;  $\Delta L_{\text{тс}}$  – разница длин сердечника и повивочной проволоки на участке длины каната равном одному шагу свивки повивочных проволок.

На рис. 2 представлен график зависимости расхождения напряжений в структурных элементах каната К-7 (1+6) от разницы длин этих элементов.

Из графика на рис. 2 видно, что по мере увеличения разницы длин сердечника и повивочной проволоки расхождение напряжений в сердечнике и повивочной проволоке каната К-7 также увеличивается. Таким образом, результаты теоретических исследований автора полностью совпадают с выводами работы [4], полученными на основе обработки многочисленных эмпирических данных. Следовательно, работа [4] подтверждает адекватность разработанной автором обобщенной математической модели стального спирального каната с линейным касанием проволок результатами эмпирических исследований.

Как видно из произведенных автором теоретических исследований (см. табл. 1) и как показала обработка эмпирических данных [4], в стальных канатах разница между длинами структурных элементов, составляющих канат, то есть разница между длинами различных проволок каната, является основной причиной неравномерности распределения напряжений между различными проволоками каната.

Рассматривая частный случай стального каната, а именно стальной канат класса К-7 (1+6), мы видим, что сердечник всегда является максимально нагруженной проволокой стального каната класса К-7 (1+6). Это явление объясняется существующим различием деформативных характеристик (длины и диаметра) сердечника и повивочной проволоки каната класса К-7 (1+6). В канате класса К-7 (1+6) сердечник (**прямолинейная** центральная проволока) всегда короче повивочной проволоки (**спиральной** наружной проволоки) и, следовательно, не может деформироваться наравне с ней.

Для уменьшения неравномерности распределения напряжений между различными проволоками стального каната необходимо уменьшить разницу деформативных характеристик (длин) различных проволок, составляющих стальной канат.

Рассматривая прочностные характеристики стальных проволок, составляющих спиральный

Таблица 1

Расхождение напряжений в элементах каната К-7 (1+6)

Канат	$k$ , [ед]	Повивочная проволока					Сердечник	$\Delta_n$ , %	$\Delta L_{пс}$ , мм
		$\sigma_n$ , МПа	$\sigma_m$ , МПа	$\tau_t$ , МПа	$\sigma_t$ , МПа	$\sigma_{экв}$ , МПа			
К-7 (1+6) 15,2 мм	12	1377,5	20,2	1,2	1397,7	1397,7	1420,0	1,6	2,79
	13	1375,9	17,3	0,9	1393,2	1393,2	1412,1	1,4	2,58
	14	1374,6	14,9	0,8	1389,6	1389,6	1405,8	1,2	2,40
$N_x = 1,9$	15	1373,6	13,0	0,6	1386,6	1386,6	1400,7	1,0	2,24
	16	1372,8	11,5	0,5	1384,2	1384,2	1396,6	0,9	2,10

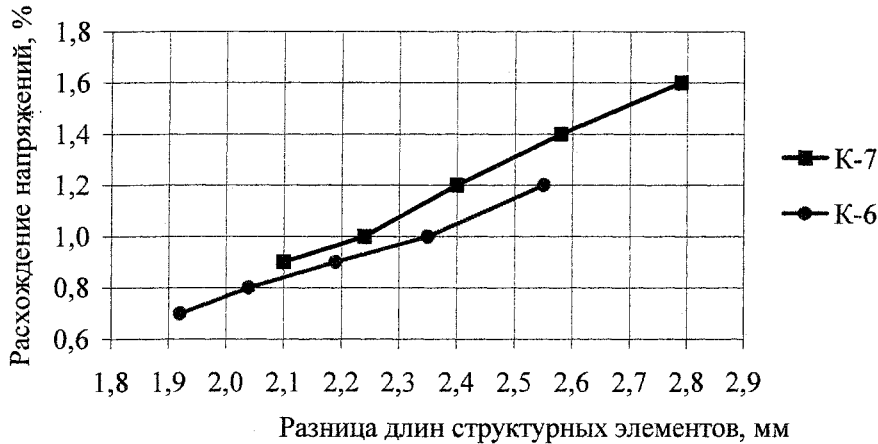


Рис. 2. График зависимости расхождения напряжений в структурных элементах канатов К-7 (1+6) и К-6 (1+5) от разницы длин этих элементов

канат класса К-7 (1+6), необходимо учитывать, что при уменьшении диаметра стальной проволоки ее прочностная характеристика увеличивается. Отсюда следует особо отметить тот важный факт, что в канате класса К-7 (1+6) максимальные напряжения возникают в центральной проволоке (сердечнике), которая имеет наибольший диаметр и, следовательно, наименьшую прочностную характеристику. Таким образом, прочность всего каната класса К-7 (1+6) определяется прочностью составляющей проволоки, имеющей наименьшую прочностную характеристику.

Таким образом, с одной стороны диаметр сердечника каната К-7 должен несколько превосходить диаметр повивочной проволоки для обеспечения возможности изготовления каната, а с другой стороны диаметр сердечника каната К-7 желательно сделать меньше диаметра повивочной проволоки для того, чтобы в канате К-7 максимально нагруженная (самая короткая) проволока имела бы наибольшую прочностную характеристику. Эта дилемма в конструкции каната класса К-7 (1+6) является неразрешимой.

Конструкция каната К-7 (1+6) несовершенна. Она содержит в себе неразрешимое **внутреннее противоречие**. Технологическое условие (возможность изготовления каната) вступает в противоречие с конструкционным условием (максимально использовать прочностные свойства материала в строительной конструкции).

Для уменьшения неравномерности распределения напряжений между различными проволоками стального каната и для устранения явления наличия максимальных напряжений в проволоке каната, имеющей наименьшую прочностную характеристику, необходимо принципиально изменить саму конструкцию стального спирального каната с линейным касанием проволок. То есть необходимо разработать **оптимальную конструкцию** стального спирального каната, предназначенного для использования в качестве напрягаемой **арматуры ПН ЖБК**. Детерминирующим **критерием оптимизации** для конструкции стального **арматурного** каната является максимальное использование прочностных свойств стальных проволок, составляющих канат.

Надо разработать такую конструкцию стального спирального каната с линейным касанием проволок, в которой выполнялись бы два условия оптимизации.

1-е условие оптимизации: разница деформативных характеристик (длин) различных проволок, составляющих стальной канат, должна быть минимальной.

2-е условие оптимизации: максимально нагруженная проволока стального каната должна иметь наибольшую прочностную характеристику.

Автором разработан новый стальной спиральный канат класса К-6 (1+5) с линейным касанием проволок, имеющий теоретически обосно-

ванную оптимальную конструкцию по критерию максимального использования прочностных свойств стали в проволоках каната.

Стальной арматурный канат новой конструкции класса К-6 (1+5) не имеет аналогов в нашей стране и за рубежом. Шестипроволочный канат класса К-6 (1+5) номинальным диаметром 15,4 мм состоит из центральной прямолинейной проволоки (сердечника) диаметром 4,2 мм и пяти повивочных проволок диаметром 5,6 мм, спирально уложенных вокруг сердечника.

На рис. 1, б показано поперечное сечение нового стального спирального каната с линейным касанием проволок класса К-6 (1+5). Особо отметим, что разработанный автором новый шестипроволочный канат класса К-6 (1+5) номинальным диаметром 15,4 мм имеет площадь поперечного сечения 136,94 мм<sup>2</sup>, а существующий семипроволочный канат класса К-7 (1+6) [1] номинальным диаметром 15,2 мм имеет площадь поперечного сечения 138,98 мм<sup>2</sup>. Расхождение площадей поперечных сечений канатов составляет 2,04 мм<sup>2</sup> или 1,47 % от площади поперечного сечения каната класса К-7 (1+6). Следовательно, можно сделать важный для существующих проектов ПН ЖБК вывод, что канат класса К-6 (1+5) номинальным диаметром 15,4 мм и канат класса К-7 (1+6) [1] номинальным диаметром 15,2 мм **взаимозаменяемы**.

Автором исследования на основе имеющейся математической модели написана программа для ЭВМ на языке Си, которая определяет сложное НДС в проволоках каната К-6 (1+5) при заданном внешнем растягивающем усилии для случая чистого растяжения каната (канат растягивается осевой силой  $N_x$ , и при этом его концы закреплены от вращения, то есть угол поворота каната на опорах  $\theta = 0$ ). Эта программа аналогична программе для каната К-7 (1+6) [5].

Условный диаметр каната равен 15,0 мм, номинальный диаметр каната равен 15,4 мм, диаметр сердечника (центральной проволоки каната) равен 4,2 мм и диаметр повивочной (наружной) проволоки каната равен 5,6 мм. Кратность свивки повивочных проволок этого каната принимаем в пределах от 12 до 16 по аналогии с канатом класса К-7 (1+6) [1].

В табл. 2 представлены результаты расчета

неравномерности распределения напряжений между сердечником и повивочными проволоками стального каната К-6 (1+5) при различной кратности свивки повивочных проволок. В табл. 2 все обозначения аналогичны обозначениям в табл. 1.

На рис. 2 представлен график зависимости расхождения напряжений в структурных элементах каната К-6 (1+5) от разницы длин этих элементов.

Из вышеприведенных данных (см. табл. 1 и табл. 2) видно, что в канате класса К-6 (1+5) расхождение напряжений в сердечнике и повивочной проволоке, то есть  $\Delta_n$ , меньше, чем в канате класса К-7 (1+6), так как разница деформативных характеристик (длин) сердечника и повивочной проволоки в канате класса К-6 (1+5) меньше, чем в канате класса К-7 (1+6). Таким образом, «1 условие оптимизации» для разработанного автором стального каната класса К-6 (1+5) выполняется.

Рассматривая прочностные характеристики стальных проволок, составляющих стальной спиральный канат с линейным касанием проволок класса К-6 (1+5), и зная, что при уменьшении диаметра стальной проволоки ее прочностная характеристика увеличивается, можно видеть, что в канате класса К-6 (1+5) центральная проволока (сердечник), в которой возникают максимальные напряжения, имеет наименьший диаметр и, следовательно, наибольшую прочностную характеристику. Таким образом, прочность всего каната класса К-6 (1+5) определяется прочностью составляющей проволоки, имеющей наибольшую прочностную характеристику. Следовательно, «2 условие оптимизации» для разработанного автором стального каната класса К-6 (1+5) также выполняется.

Покажем выполнение «2 условия оптимизации» более наглядно с помощью сравнения эпюр нормальных напряжений ( $\sigma_i$ ) в структурных элементах стальных канатов класса К-7 (1+6) и класса К-6 (1+5) и эпюр прочностных характеристик ( $R_i$ ) этих структурных элементов (рис. 3).

На рис. 3 видно, что эпюра нормальных напряжений в структурных элементах каната К-7 (1+6) **абсолютно не конгруэнтна** эпюре прочностных характеристик этих элементов, а эпюра нормальных напряжений в структурных элементах каната К-6 (1+5) **практически конгруэнтна** эпюре прочностных характеристик этих элементов. Значит, прочностные свойства стальных проволок

Таблица 2

Расхождение напряжений в элементах каната К-6 (1+5)

Канат	$k$ , [ед]	Повивочная проволока					Сердечник	$\Delta_n$ , %	$\Delta L_{nc}$ , мм
		$\sigma_n$ , МПа	$\sigma_m$ , МПа	$\tau_i$ , МПа	$\sigma_i$ , МПа	$\sigma_{экв}$ , МПа	$\sigma_i$ , МПа		
$N_x$ , 10 <sup>5</sup> Н	12	1399,9	21,6	1,2	1421,5	1421,5	1438,8	1,2	2,55
	13	1398,0	18,5	0,9	1416,5	1416,5	1431,1	1,0	2,35
	14	1396,5	15,9	0,8	1412,4	1412,4	1425,0	0,9	2,19
$N_x = 1,9$	15	1395,3	13,9	0,6	1409,2	1409,2	1420,1	0,8	2,04
	16	1394,3	12,2	0,5	1406,5	1406,5	1416,0	0,7	1,92



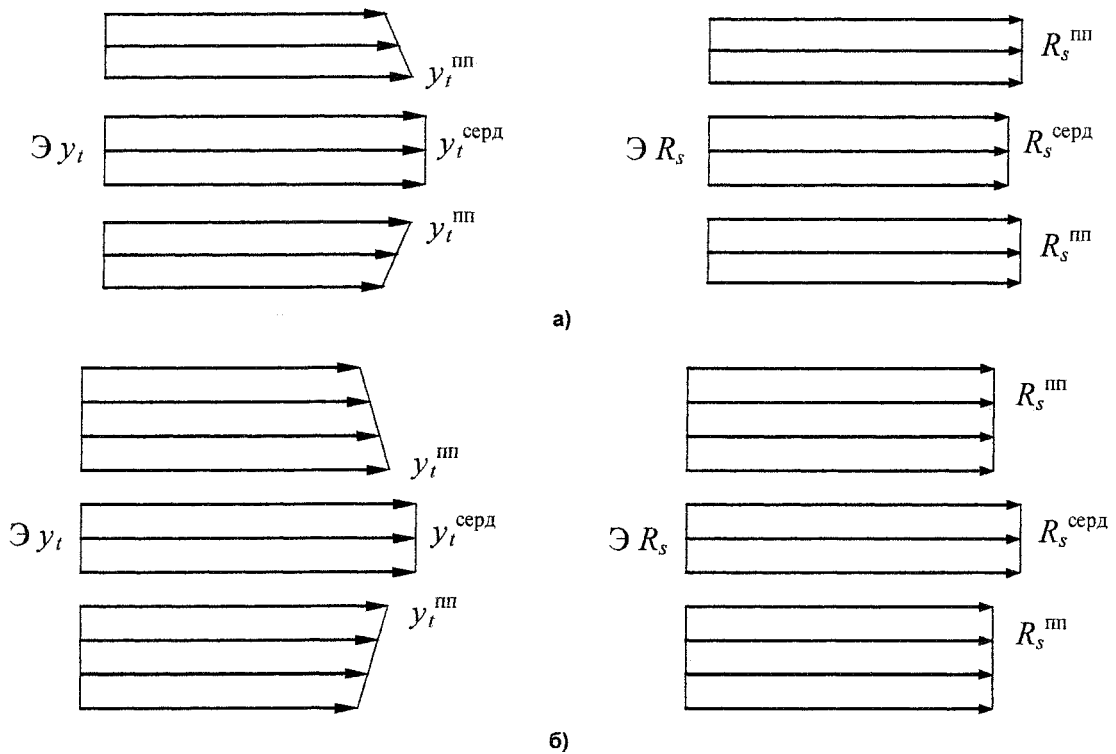


Рис. 3. Соотношение напряжений и прочностных характеристик в элементах канатов К-7 (1+6) (а) и К-6 (1+5) (б); масштаб условный; np – повивочная проволока, серд – сердечник

в канате К-6 (1+5) используются в большей степени, чем в канате К-7 (1+6).

Тот факт, что в канате класса К-6 (1+5) эпюра нормальных напряжений практически конгруэнтна эпюре прочностных свойств, наглядно доказывает, что в канате класса К-6 (1+5) практически выполняется сформулированный Р.Л. Бартини принцип конгруэнтности [6], широко использовавшийся в авиастроении. Следовательно, в канате К-6 (1+5) достигается практически полное (сто процентное) использование прочностных свойств стальных проволок, то есть фактическая (агрегатная) прочность каната К-6 (1+5) приближается к теоретической прочности (суммарному разрывному усилию всех проволок в канате).

Таким образом, применение стального каната класса К-6 (1+5) вместо стального каната класса К-7

(1+6) [1] в качестве напрягаемой арматуры ПН ЖБК значительно повышает эффективность использования прочностных свойств дорогостоящей высокопрочной арматурной стали.

Теория аналитического конструирования и прочностного расчета стальных спиральных канатов имеет много общего с теорией винтовых пружин. Рассмотрим корреляцию стальных спиральных канатов и составных винтовых пружин по принципу оптимального конструирования.

Известная теория проектирования и расчета на равнопрочность составных (концентрических) винтовых пружин [7] содержит в своей основе принцип гомотетии, также известный как принцип теневых отражений.

Этот диалектически обоснованный принцип конструирования составных пружин широко из-

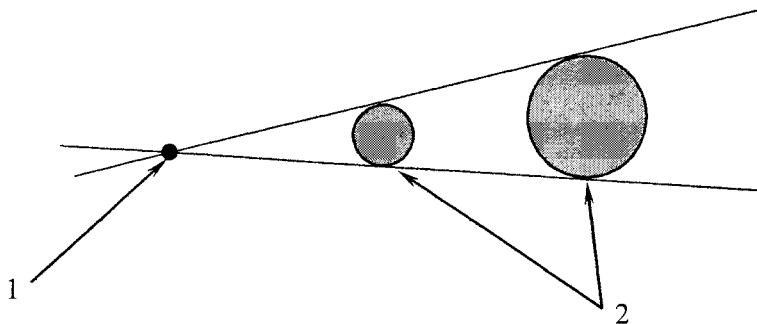


Рис. 4. Графическое изображение принципа гомотетии (теневых отражений): 1 – ось приложения силы, то есть центр гомотетии (точечный источник света), 2 – диаметры пружинных проволок, то есть гомотетичные фигуры (теневые отражения в расширяющемся луче от точечного источника света)

вестен в механике. Согласно этому принципу диаметры пружинных проволок по слоям должны возрастать по мере удаления от центра (оси) приложения силы по закону расширяющегося луча, исходящего из центра (оси) приложения силы, то есть центра составной винтовой пружины (рис. 4).

Понятно, что при растяжении (сжатии) винтовых пружин напряжения от изгиба и кручения в их проволоках будут тем больше, чем меньше собственный радиус изгиба пружины, то есть диаметр самой пружины. Чем меньше диаметр проволоки, тем выше ее прочностная характеристика. Увеличение диаметров пружинных проволок по концентрическим слоям дает **равнопрочность** пружин, то есть такое состояние, когда максимально нагруженные пружины (у центра составной пружины) состоят соответственно из пружинных проволок, имеющих максимальные прочностные характеристики. Это позволяет использовать прочностные свойства стали с предельной эффективностью.

Возвращаясь к стальным канатам, напомним давно известный факт: канаты с линейным касанием изготавливают из элементов **разной длины** по смежным концентрическим слоям, что является причиной **межструктурного сдвига** и, как следствие, неравномерного нагружения [4]. Известно, что в спиральном канате с увеличением количества слоев повива относительная напряженность центральных и близлежащих к центру проволок возрастает [8]. Согласно эмпирическому исследованию [8] в спиральном канате нагрузка распределяется по составляющим проволокам неравномерно: максимально нагружены центральные проволоки, а внешние слои повивочных проволок нагружены значительно меньше. Уменьшение угла наклона проволок наружного слоя повива не дает существенного выравнивания степеней напряженности центральных и внешних проволок каната [8].

Таким образом, выявлены общие закономерности работы (изменения картины НДС, то есть эпюр напряжений) и каноны проектирования стальных спиральных канатов с линейным касанием проволок и стальных составных (концентрических) винтовых пружин.

В спиральных канатах с линейным касанием проволок максимальные напряжения возникают в центре сечения каната. В этом НДС канатов анало-

гично с НДС составных пружин. В составных винтовых пружинах максимальные напряжения от изгиба и кручения возникают в центральных (внутренних) пружинах. Таким образом, основа принципа гомотетии (теневых отражений) может быть использована при решении проблемы усовершенствования конструкции стального спирального каната с линейным касанием проволок. Главное правило проектирования поперечного сечения такого каната: чем больше величина полярного радиуса оси повивочной проволоки в поперечном сечении каната, тем больше должна быть величина диаметра этой повивочной проволоки.

### Литература

1. ГОСТ 13840–68. Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия. – М.: Стандартиздат, 1995. – 8 с.
2. Мусихин, В.А. Расчет и конструирование стальных спиральных канатов, используемых в качестве предварительно напряженной арматуры железобетонных конструкций: дис. ... канд. техн. наук / В.А. Мусихин. – Челябинск, 2003. – 206 с.
3. Михайлов, К.В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона / К.В. Михайлов. – М.: Стройиздат, 1964. – 190 с.
4. Гурьянов, Ю.А. Влияние межструктурного сдвига на прочность стальных канатов / Ю.А. Гурьянов // Сталь. – 1990. – № 10. – С. 76–79.
5. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 990501 от 16 июля 1999 г. «Определение напряженно-деформированного состояния элементов арматурного каната К-7 в упругой стадии работы стали» / В.А. Мусихин. – М.: РОСПАТЕНТ, 1999.
6. Писаренко, Г.С. Сопротивление материалов деформированию и разрушению при сложном напряженном состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – Киев: Наукова думка, 1969. – 212 с.
7. Пономарев, С.Д. Расчет упругих элементов машин и приборов / С.Д. Пономарев, Л.Е. Андреева. – М.: Машиностроение, 1980. – 326 с.
8. Номерованный, Б.С. О результатах исследования распределения нагрузки в спиральном канате / Номерованный Б.С. // Стальные канаты. Выпуск 2. – Киев: Техніка, 1965. – С. 197–212.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЖЕННОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СООРУЖЕНИЯ ТРАНСПОРТНЫМ ПОТОКОМ

*А.М. Захезин, Т.В. Малышева, А.С. Сергийко*

Проведено исследование вибронгруженности плотины Шершневского водохранилища в зимний период. Полученные экспериментальные результаты позволяют вычислить жесткостные и демпфирующие коэффициенты бетонного основания плотины. С помощью рассчитанных экспериментальных значений можно определить предельные значения параметров вибронгруженности в контролируемых точках, и определить реакцию системы «плотина-основание» на различные сочетания нагрузок с учетом определенных по натурным данным отклонений от проектных состояний, в частности определить немонолитность профиля, раскрытие шва под напорной гранью, глубину раскрытия.

Известно, что строительные конструкции должны выдерживать транспортную вибрацию, которую необходимо учитывать в эксплуатационных режимах для обеспечения обслуживания строительного сооружения и соответствия условиям окружающей среды, а также обеспечение прочности конструкции и гидротехнических сооружений. В процессе эксплуатации гидротехнического сооружения часто возникают проблемы, обусловленные непроектными динамическими нагрузками плотины и ее основания, требующие проведения специального исследования, кроме того, в период длительной эксплуатации сооружения часть первоначально установленной контрольно-измерительной аппаратуры, определяющей некоторые диагностические параметры, выходит из строя. За последние несколько лет интенсивность транспортного потока, проходящего через плотину, возросла в несколько раз. Поэтому существенно возросла и динамическая нагрузка от транспорта, которая относится к тем типам действующих нагрузок, которые не могут быть учтены в расчетах сооружения в полном объеме.

Плотина Шершневского водохранилища является участком одной из важнейших магистралей г. Челябинска. Согласно СНиП 2.07.01–89 [1] это магистраль общегородского значения с общим числом полос движения – 3, длиной участка 2,3 км [2]. Согласно рекомендациям по выбору диагностических параметров, контролирующих состояние бетонных плотин П 82–2001 на высоких плотинах I класса обязательно осуществляются визуальные, инструментальные (геодезические и фильтрационные), температурные, тензометрические наблюдения, а также в некоторых случаях, которые часто возникают в процессе эксплуатации, необходимы специальные исследования за наиболее ослабленными частями сооружения [3, 5]. Частота проведе-

ния наблюдений должна быть достаточной для получения зависимостей между изменяющимися нагрузками, воздействиями и контролируемыми параметрами, температурой. В полученных значениях вибрационных параметров могут быть погрешности связанные, с объективной реакцией элементов сооружения или основания, изменяющееся от времени года, объема транспортного потока, обуславливающего динамическое воздействие.

Согласно методическим рекомендациям по составлению проекта мониторинга безопасности гидротехнических сооружений на поднадзорных Госгортехнадзору России производствах РД 03-417-01 перемещения различных отметок плотины фиксируют ее деформированное состояние, и на основе перемещений, полученных из эксперимента в горизонтальном направлении, можно построить упругую линию тела плотины [6]. Экспериментальные значения виброскоростей различных точек плотины, полученных в разное время года, говорят об интенсивности изменения нагрузок и воздействий. С помощью рассчитанных экспериментальных значений можно определить предельные значения параметров вибронгруженности в контролируемых точках, и определить реакцию системы «плотина-основание» на различные сочетания нагрузок с учетом определенных по натурным данным отклонений от проектных состояний, в частности определить немонолитность профиля, раскрытие шва под напорной гранью, глубину раскрытия.

Качество плотины как конструкции и бетона как материала проявляется во времени и обусловлено постепенным изменением физики механических свойств бетона и геологической среды. По результатам эксперимента определяется фактическая прочность, морозостойкость, водопроницае-

мость. При наличии необратимых процессов, вызванных дефектами, выявленными по параметрам вибрации, можно говорить об ослаблении рабочего профиля плотины, вызывающего ухудшение схемы ее статической работы. В этом случае следует определить причины такого состояния, обосновать необходимость ремонтных мероприятий или эксплуатацию плотины при пониженных нагрузках.

Динамические напряжения, возникающие в строительных конструкциях, как правило, невелики и составляют обычно лишь небольшую долю допустимых статических напряжений [7]. Поэтому для строительных конструкций практический интерес имеет изучение внутреннего поглощения при динамических напряжениях. За характеристику внутреннего поглощения материала при циклических деформациях принято считать коэффициент поглощения

$$\psi = \frac{\Delta W}{W}, \quad (1)$$

где  $W$  – упругая работа, отвечающая максимальной деформации;

$\Delta W$  – поглощенная в необратимой форме работа за тот же цикл.

Можно определить коэффициент поглощения  $\psi$  по затуханию собственных колебаний. По полученной из опыта развертке собственных затухающих колебаний, можно вычислить логарифмический декремент затухания  $\delta$

$$\delta = \ln \frac{a_n}{a_{n+1}}. \quad (2)$$

Здесь  $a_n$ ,  $a_{n+1}$  – амплитуды колебаний в  $n$ -м и  $(n+1)$ -м циклах (рис. 1).

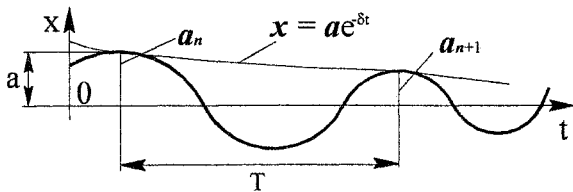


Рис. 1. Развертка собственных затухающих колебаний

По найденному значению декремента затуханий можно определить коэффициент потерь из соотношения

$$\psi = 1 - e^{-2\delta}. \quad (3)$$

К недостатку метода можно отнести большую трудоемкость обработки разверток затухающих колебаний, обеспечивающих получение надежных результатов.

Можно определить коэффициент потерь по ширине резонансного амплитудного пика. Необходимо по амплитудному спектру перемещений объекта определить ширину резонансного пика, соответствующего половине высоты пика (рис. 2).

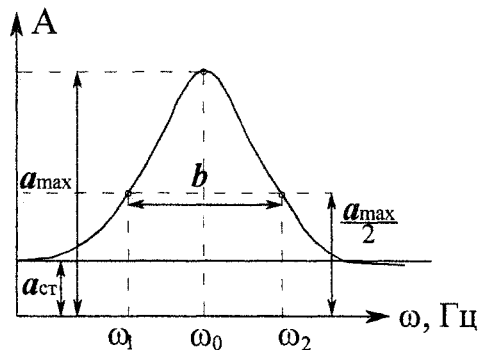


Рис. 2. Резонансный пик системы

Коэффициент поглощения в этом случае можно определить по формуле

$$\psi = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} b (1 - b^2), \quad (4)$$

где  $b$  получается при возбуждении с переменной амплитудой.

Этот метод хорош тем, что коэффициент  $\psi$  можно определить по одной величине  $b$ , но с другой стороны, при малых коэффициентах поглощения снижается точность его определения.

Динамическая идеализированная жесткость системы, в которой отсутствуют потери, связана с резонансной частотой  $\omega_0$  (см. рис. 2) соотношением

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_0}{m}}, \quad (5)$$

где  $\omega_0$  – резонансная частота;

$m$  – масса системы.

Но в реальных механических система всегда есть потери. И жесткость объекта приближенно может быть получена следующим образом:

$$k = \frac{M_0 \omega^2}{(\beta l)^2}. \quad (6)$$

Здесь  $M_0$  – масса объекта

$$M_0 = \rho \cdot S \cdot l;$$

$\rho$  – плотность материала;

$S$  – площадь поперечного сечения;

$l$  – длина объекта;

$\beta$  – волновое число, которое может быть определено как

$$\beta = \frac{\omega}{c},$$

где  $c$  – скорость звука в объекте.

Таким образом, определив тем или иным методом динамические коэффициенты потерь  $\psi$  или жесткости  $k$  можно вычислить и динамический коэффициент модуля упругости

$$E = \frac{k \cdot \alpha \cdot l}{S}, \quad (7)$$

где  $E$  – динамический модуль упругости объекта;  $\alpha$  – коэффициент формы тела при его деформировании.

По формуле (7) можно определить модуль упругости объекта по экспериментально измеренному значению жесткости и коэффициенту потерь.

При вибрационном обследовании плотины в разное время года можно определить характер изменения контролируемых параметров: если изменения носят квазистационарный характер, то это говорит об упругой работе плотины и основания; если же изменение вибрационных параметров носит необратимый характер, то можно говорить о неупругой, нелинейной работе системы плотина-основание. Скачкообразное изменение этих параметров обычно наблюдается при сезонном раскрытии конструктивных и строительных швов, расположенных у наружных поверхностей, поэтому необходимо проводить экспериментальные наблюдения в течение всего календарного года [8].

Свободные деформации плотины контролируются измерениями перемещений гребня и точек плотины по высоте, что дает возможность рассматривать упругую линию тела плотины, изменение во времени перемещения гребня и осадку основания плотины.

Диагностическим параметром при этом является СКЗ виброскорости, а в случае ограниченности измерительных точек, определение СКЗ виброскорости в наиболее характерной измерительной точке – с максимальной амплитудой сезонного изменения параметров вибрации. Вибронагруженное состояние, измеряемое в высоких плотинах, является важным признаком, определяющим устойчивость и прочность плотины.

В марте месяце 2007 (при температуре  $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) года были замерены параметры виброскорости (среднеквадратичные значения СКЗ) плотины в двух направлениях: продольном и поперечном в 47 точках, расположенных напротив каждого осве-

тительного столба (рис. 3). Величины измеренных параметров приведены в таблице. Эти результаты были получены с использованием аттестованной аппаратуры датской фирмы «Брюль и Кьер».

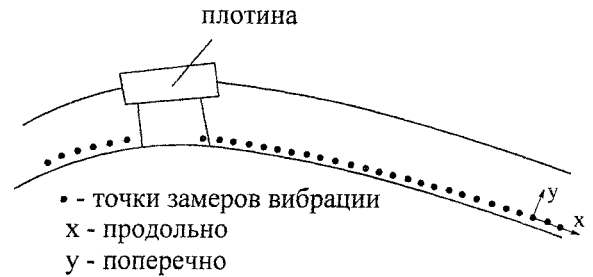


Рис. 3. Схема точек измерения вибрации плотины

Для определения этих параметров необходимо создать фактическую схему работы сооружения, что возможно только на основе комплексного использования откорректированных расчетных схем и результатов натуральных наблюдений.

Так, например, по уровню реальных виброперемещений, можно определить эффективный или глобальный модуль упругости конструкции. Этот параметр интегрально характеризует не только физический модуль упругости бетона, но и трещиноватость массива бетона, наличие раскрытых швов в теле плотины. По характеру изменения этих параметров можно оценить упругую работу гидротехнического сооружения или его элементов и выявить развитие необратимых процессов.

Таким образом, выполняя частотный или статистический анализ этих параметров можно выявить дефекты, имеющиеся в сооружении, а по измеренным результатам вычислить эффективный модуль упругости конструкции и определить вибронагруженность в отдельных точках плотины.

Параметры виброскорости плотины в двух направлениях

№ точки	Продольное направление, мм/с	Поперечное направление, мм/с	№ точки	Продольное направление, мм/с	Поперечное направление, мм/с	№ точки	Продольное направление, мм/с	Поперечное направление, мм/с
1	0,1	0,15	17	0,2	0,35	33	0,3	0,7
2	0,14	0,16	18	0,3	0,6	34	0,3	0,4
3	0,2	0,18	19	0,5	0,5	35	0,35	1
4	0,3	0,2	20	0,6	0,5	36	0,33	1
5	0,18	0,16	21	0,3	0,2	37	0,7	1
6	0,6	0,24	22	0,3	0,4	38	0,4	0,7
7	0,25	0,3	23	0,2	0,25	39	0,25	0,5
8	0,5	0,5	24	0,3	0,3	40	0,4	1
9	1,0	0,5	25	0,2	0,25	41	0,25	0,3
10	0,3	0,3	26	0,28	0,7	42	0,7	0,4
11	0,2	0,3	27	0,5	0,45	43	0,3	0,3
12	0,25	0,3	28	0,2	0,4	44	0,18	0,2
13	0,2	0,4	29	0,4	0,4	45	0,14	0,16
14	0,3	0,7	30	0,3	0,3	46	0,12	0,16
15	0,3	0,3	31	0,35	0,45	47	0,12	0,16
16	0,4	0,18	32	0,25	0,3			

## Теория расчета строительных конструкций

После этих обследований можно объективно установить реальное техническое состояние всего сооружения или отдельных его элементов под действием транспортного потока.

На основе этих результатов, возможно, потребуется проведение специальных исследований и выявления причин изменений, происходящих в плотине. Своевременный и оперативный анализ состояния плотины должен обеспечить ее работоспособность и путем принятия неотложных мер исключать возникающие дефекты и контролировать динамические нагрузки от транспортного потока.

### Литература

1. СНиП 2.07.01–89. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений / Госстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1994.
2. СНиП 2.05.02–85. Автомобильные дороги / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
3. СНиП 2.06.06–85. Плотины бетонные и железобетонные. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
4. СНиП 2.02.02–85. Основания гидротехнических сооружений. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
5. П 82–2001. Рекомендации по выбору диагностических параметров, контролирующих состояние бетонных плотин / ВНИИГ – М.: Центр безопасности труда, 2001.
6. РД 03–417–01. Методические рекомендации по составлению проекта мониторинга безопасности гидротехнических сооружений на поднадзорных ГОСГОРТЕХНАДЗОРУ России производства, объектах и организациях / ВНИИГ – М.: Центр безопасности труда, 2001.
7. Росин, Г.С. Измерение динамических свойств акустических материалов / Г.С. Росин. – М.: Стройиздат, 1972. – 237 с.
8. Сибрикова, М.А. Обследование движения транспортных потоков по Шершневской плотине в г. Челябинске / М.А. Сибрикова // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2003. – Вып. 6. – № 7 (27). – С. 84–88.

## ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА КРАНОВЫХ РЕЛЬСОВ

*В.Ф. Сабуров*

**В статье приведены результаты исследований механических свойств стали специальных крановых рельсов, выпускаемых по ГОСТ 4121, и дана статистическая оценка их качества. Используемая для изготовления рельсов сталь не отвечает современным требованиям по прочности и износоустойчивости. Это является одной из причин низкой долговечности крановых рельсов в цехах с интенсивной работой мостовых кранов. Приведены результаты исследования рельсов из легированной стали.**

Крановые рельсы подкрановых путей производственных зданий выполняют при эксплуатации две функции. Во-первых, они являются путями перемещения колес мостовых кранов и должны обладать необходимой прочностью и износоустойчивостью. Во-вторых, рельсы распределяют локальные воздействия колес мостовых кранов на поясные соединения и стенку подкрановых балок и должны обладать необходимой жесткостью на изгиб и кручение. Эти функции взаимосвязаны, так как недостаточная прочность и износоустойчивость рельсов приводит к их интенсивному износу и уменьшению моментов инерции на изгиб и кручение, что в свою очередь вызывает повышение местных напряжений в стенке подкрановых балок и в конечном итоге приводит к усталостным разрушениям подкрановых балок и рельсов.

Конструктивная форма крановых рельсов совершенствовалась вместе с изменениями в конструкции подкрановых балок. Клепаные подкрановые балки использовались с крановыми рельсами «брускового» типа. Многоэлементная конструкция верхней зоны клепаных подкрановых балок позволяла регулировать величину местных напряжений в стенке и обеспечивать прочность заклепок при помощи дополнительных элементов – ламелей. При этом «брусковые» рельсы выполняют в основном первую функцию.

В сварных подкрановых балках крановый рельс является единственным конструктивным элементом, с помощью которого можно регулировать уровень локальных напряжений в верхней зоне стенки и поясных швах. Поэтому в 1952 году потребовалось разработать специальные крановые рельсы, обладающие повышенной жесткостью на изгиб и кручение по сравнению с «брусковыми».

Среди основных требований, предъявляемых к качеству крановых рельсов, главными являются износоустойчивость, прочность и высокая сопротивляемость ударным воздействиям.

В подкрановых путях износоустойчивость крановых рельсов необходимо рассматривать в системе «колесо – рельс». В этой системе, как сле-

дует из [1], соотношение твердости по Бринеллю рельса и обода колеса должно находиться в диапазоне  $HВ_p/HВ_k = 0,8...0,85$ . В краностроении применяют термически обработанные колеса, обод которых имеет твердость 300...360 НВ и, следовательно, твердость головки рельса должна быть в пределах 240...310 НВ.

Прочность и износоустойчивость крановых рельсов в основном определяются механическими свойствами рельсовой стали и, следовательно, ее химическим составом. Для изготовления крановых рельсов, также как и железнодорожных, используют высокоуглеродистые марки стали (табл. 1). Из табл. 1 следует, что для специальных крановых рельсов, независимо от их типа, используется одна марка стали – К 63. Химический состав этой стали не менялся с 1952 г. (ГОСТ 4121–52), в то время как крановые нагрузки и воздействия от мостовых кранов существенно возросли. Напротив, химический состав рельсовой стали для железнодорожных рельсов дифференцирован в зависимости от их мощности. Кроме того, при необходимости эти стали подвергают термической обработке. Это позволяет для отечественных железнодорожных рельсов добиваться повышенной износоустойчивости, так как, по данным исследования [2], увеличение временного сопротивления с 65  $\text{кН/см}^2$  до 82  $\text{кН/см}^2$  (в 1,3 раза) приводит к снижению износа в 2 раза, а до 90  $\text{кН/см}^2$  ( $\approx$  в 1,4 раза) – более чем в 3 раза.

Износоустойчивость углеродистой рельсовой стали зависит от содержания в ней углерода и марганца –  $(C + 0,25 Mn) \%$ , а также ее твердости [3] (рис. 1). Воспользуемся результатами этих исследований и оценим износоустойчивость рельсовой стали К 63.

Данные об изменчивости параметра  $(C + 0,25 Mn) \%$  были получены из сертификатов качества на крановые рельсы, поставленные на металлургические предприятия Урала Кузнецким металлургическим комбинатом и металлургическим заводом им. Петровского (Украина) по ГОСТ 4121–76\* [4]. Статистическая обработка данных

Химический состав и механические свойства сталей для изготовления крановых и железнодорожных рельсов

Тип рельса	Марка стали	Стандарт	Вид термической обработки	Содержание химических элементов					Механические свойства	
				C	Mn	Si	S	P	$\sigma_B$ , МПа	НВ
КР-70... КР-140	К63	ГОСТ 4121-76*	Без обработки	0,53...0,73	0,6...1,0	0,15...0,35	не более 0,050	не более 0,050	750	212
P65, P75	M76	ГОСТ 24182-80	Без обработки	0,69...0,82	0,75...1,05	0,13...0,28	не более 0,45	не более 0,035	840	247
P50	M75	ГОСТ 24182-80	Без обработки	0,67...0,80	0,75...1,05	0,13...0,28	не более 0,45	не более 0,035	840	247
P38, P43	M71	ГОСТ 5876-82	Без обработки	0,64...0,77	0,60...0,90	0,13...0,28	не более 0,050	не более 0,040	800	235
P50, P65	M72	ГОСТ 18267-82	Объемно-закаленные	0,68...0,78	0,75...1,05	0,13...0,25	не более 0,045	не более 0,035	1160	341
P50	НБ-65	ГОСТ 16852-71*	Поверхностно-закаленные	0,58...0,75	0,60...1,00	0,15...0,30	не более 0,060	не более 0,070	950	279

Обозначения марок сталей: К – кислородно-конверторная; М – маргеновая; НБ – бессемеровская; цифры – среднее содержание углерода в сотых долях процента.

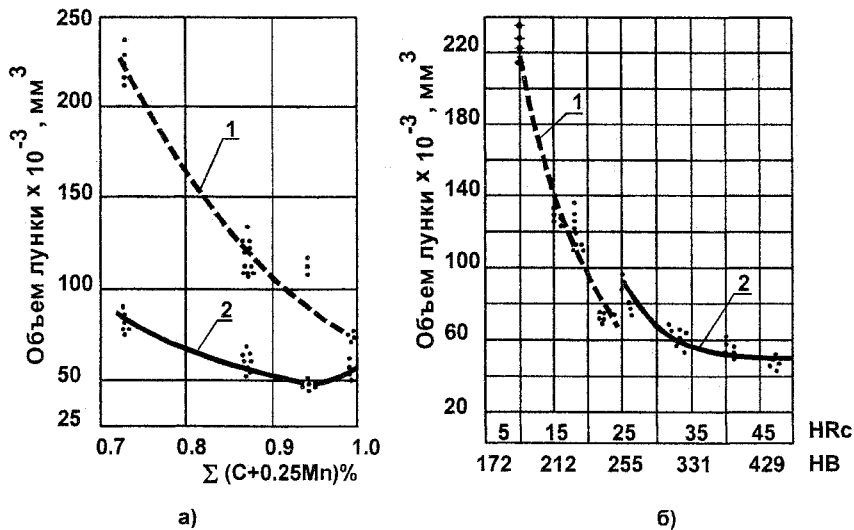


Рис. 1. Зависимость износоустойчивости рельсовой стали от  $\Sigma (C + 0,25 Mn) \%$  (а) и от твердости по Роквеллу и Бринеллю (б); 1 – сталь без термической обработки, 2 – сталь с нагрева токами высокой частоты (ТВЧ)

сертификатов при объеме выборки  $N = 157$  позволила получить следующие характеристики случайной величины  $X = (C + 0,25 Mn) \%$ :

- среднее значение  $\bar{X} = 0,818$ ;
- среднее квадратическое отклонение  $s = 0,0437$ ;
- коэффициент, учитывающий объем выборки  $\alpha = 1,786$ ;
- коэффициент вариации  $\nu = 5,3 \%$ ;

$$X_{\max} = \bar{X} + \alpha s = 0,818 + 1,786 \cdot 0,0437 = 0,896;$$

$$X_{\min} = \bar{X} - \alpha s = 0,818 - 1,786 \cdot 0,0437 = 0,740.$$

Сравнение полученных результатов с кривой 1 на рис. 1, а показывает, что часть крановых рельсов из стали К 63 попадают в зону с низкой износоустойчивостью, что и подтверждается практикой эксплуатации [5].

Для определения показателей качества крановых рельсов использованы результаты их заводских испытаний. На рис. 2 в качестве примера приведены гистограммы изменения нормируемых стандартом [4] механических свойств рельса КР 70, а в табл. 2 – результаты статистической обработки.

Частные независимые выборки механических свойств для отдельных типов рельсов объединены в генеральную совокупность для рельсовой стали К 63 (см. табл. 2.) с использованием дисперсионных отношений. Сравнение твердости по Бринеллю НВ крановых рельсов и стали К 63 с кривыми на рис. 1, б также свидетельствует о том, что рельсовая сталь специальных крановых рельсов имеет низкую износоустойчивость.

Оценка качества крановых рельсов по механическим свойствам выполнена по методике, изложенной в стандарте [5] и определяется положение



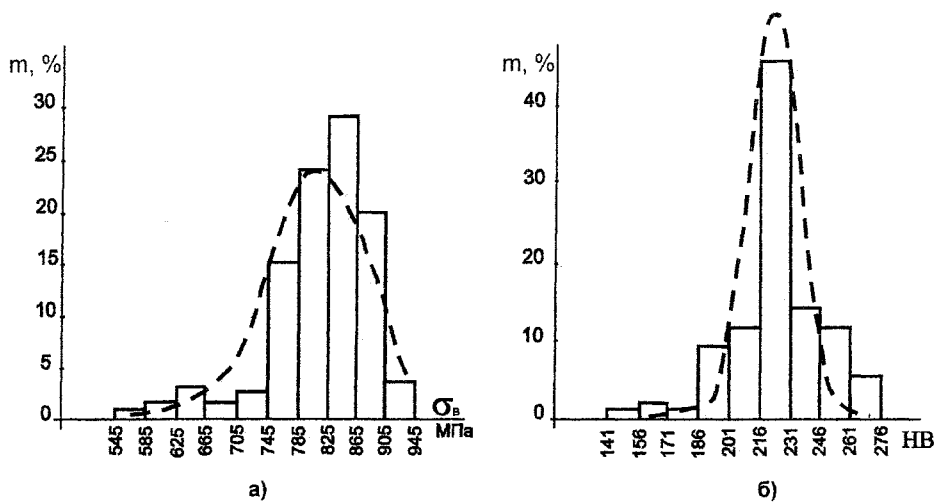


Рис. 2. Гистограммы механических свойств рельсовой стали К 63: а – временное сопротивление  $\sigma_b$ ; б – твердость по Бринеллю НВ

Таблица 2

Результаты статистической обработки данных заводских испытаний

Механические свойства	Статистические характеристики	Тип кранового рельса				Сталь К 63
		КР 70	КР 80	КР 100	КР 120	
Временное сопротивление $\sigma_b$ , МПа	Объем выборки $N$	304	105	99	68	576
	Среднее значение $\bar{\sigma}_b$	828,4	835,3	820,4	816,8	827,3
	Стандарт $S$	43,8	40,1	43,0	62,7	45,9
	Коеф-т вариации $\nu$ , %	5,3	4,8	5,2	7,7	5,5
	$\bar{\sigma}_b - 1,96 S$	742,6	756,7	736,1	693,9	737,3
Предел текучести $\sigma_T$ , МПа	Объем выборки $N$	306	109	104	68	584
	Среднее значение $\bar{\sigma}_T$	436,7	439,4	447,5	445,2	440,7
	Стандарт $S$	33,1	35,8	38,1	48,1	35,5
	Коеф-т вариации $\nu$ , %	7,6	8,1	8,5	10,8	8,1
	$\bar{\sigma}_T - 1,96 S$	371,8	369,2	372,8	350,9	371,4
Твердость по Бринеллю, НВ	Объем выборки $N$	137	29	48	35	247
	Среднее значение $\bar{НВ}$	225,4	226,2	230,1	220,7	226,3
	Стандарт $S$	18,0	16,8	12,9	11,5	15,4
	Коеф-т вариации $\nu$ , %	8,0	7,4	5,6	5,2	6,8
	$\bar{НВ} - 1,96 S$	190,0	193,3	204,8	198,2	196,1
Относительное удлинение $\delta_{10}$ , %	Объем выборки $N$	308	108	93	68	575
	Среднее значение $\bar{\delta}_{10}$	10,6	9,4	9,0	9,0	10,0
	Стандарт $S$	1,7	1,4	1,1	2,0	1,6
	Коеф-т вариации $\nu$ , %	16,5	15,4	12,5	22,4	15,4
	$\bar{\delta}_{10} - 1,96 S$	7,3	6,7	6,8	5,1	6,9

Примечание: Предел текучести не является нормируемой характеристикой и определяется факультативно по требованию заказчиков.

нием значений механических характеристик относительно нормы. Качество оценивается следующими показателями:  $P$  – показатель надежности обеспечения нормы;  $\Delta$  – показатель запаса характеристики относительно нормы;  $h$  – показатель уровня характеристики относительно нормы.

Вероятность того, что значение характери-

стики соответствует норме с доверительной вероятностью  $\gamma$ , равна

$$P\gamma = P(N, M, \gamma),$$

где  $N$  – общий объем выборки данной механической характеристики;  $M$  – число результатов контроля, не соответствующих норме.

## Теория расчета строительных конструкций

Оценка показателя запаса характеристики  $\Delta\gamma$  вычисляется по формулам:

– при нормировании снизу

$$\Delta\gamma = X_* - C_0;$$

– при нормировании сверху

$$\Delta\gamma = X^* - C_0,$$

где  $X_* = \bar{X} - KS$ ;  $X^* = \bar{X} + KS$ ;  $\bar{X}$  – среднее значение механической характеристики;  $S$  – среднее квадратическое отклонение;  $K$  – множитель, зависящий от объема выборки;  $C_0$  – нормируемое значение механической характеристики.

Показатель уровня характеристики  $h\gamma$  равен отношению запаса  $\Delta$  к интервалу рассеивания характеристики и при нормировании снизу определяется по формуле

$$h\gamma = \Delta\gamma / (X^* - X_*).$$

Результаты расчетов представлены в табл. 3 при доверительной вероятности  $\gamma = 0,95$ . Из табл. 3 следует, что уровень надежности нормируемых механических характеристик рельсов ниже 0,95, кроме рельсов КР 70 и КР 80. Отрицательные значения показателей качества в табл. 3 говорят о том, что рельсы типа КР из стали К 63 по стандарту [4] не имеют запаса по временному сопротивлению  $\sigma_v$  и твердости по Бринеллю НВ.

Таким образом, проведенные исследования выявили неудовлетворительное качество стандартной рельсовой стали К 63, которая не отвечает современным требованиям к специальным крановым рельсам. Это свидетельствует о необходимости корректировки требований к качеству рельсовой стали в технических условиях на изготовление специальных крановых рельсов.

Существует несколько способов повышения механических свойств рельсовой стали и эксплуатационных характеристик крановых рельсов, среди них:

– увеличить в стали содержание углерода;

– термически обрабатывать рельсы из высокоуглеродистой стали;

– использовать для изготовления рельсов легированные стали.

Из исследований [2] следует, что повышение механических свойств и соответственно служебных качеств рельсов за счет увеличения содержания углерода практически исчерпано. Использование для изготовления специальных крановых рельсов стали типа М 76 (см. табл. 1) позволит незначительно повысить их эксплуатационные характеристики.

Термическая обработка рельсов требует специального оборудования, расширения производственных площадей и экономически целесообразна при объемах производства более 100 тыс. тонн в год [7]. Поэтому, в современных условиях для изготовления специальных крановых рельсов наиболее целесообразно использовать легированную рельсовую сталь.

По заказу Магнитогорского металлургического комбината на заводе им. Петровского была организована выплавка 100 тонн стали рельсовой стали К 63, дополнительно легированной ванадием, из которой прокатана опытная партия кранового рельса КР 100. Эта партия рельсов использована в подкрановых путях тяжелого режима в цехах комбината. Наблюдения и исследования износоустойчивости экспериментальных крановых рельсов в условиях эксплуатации проводились в течение пяти лет по специально разработанной программе [8]. Кроме того, проведены лабораторные исследования механических свойств этих рельсов.

Для сравнения выполнены исследования кранового рельса КР 100 из стандартной стали К 63, а также рельса MSZ-100 (Венгрия). Химический состав стали исследованных рельсов приводится в табл. 4.

Из табл. 4 следует, что Европейские крановые рельсы прокатывают из среднеуглеродистых сталей. Однако они отличаются от отечественных

Качество рельсов КР по механическим свойствам из стали К 63

Таблица 3

Тип рельса	Характеристика выборки		Норма $C_0$	Показатели качества		
	$N$	$M$		$P$	$\Delta$	$h$
Временное сопротивление						
КР 70	304	8	750 МПа	0,954	-30,0	-0,14
КР 80	105	0	–	0,971	-19,0	-0,09
КР 100	99	4	–	0,910	-41,0	-0,18
КР 120	68	10	–	0,760	-100,0	-0,30
Сталь К63	581	22	750 МПа	0,945	-30,0	-0,14
Твердость по Бринеллю, НВ						
КР 70	137	13	212	0,845	-28,0	-0,30
КР 80	29	2	–	0,899	-28,0	-0,30
КР 100	48	0	–	0,945	-12,0	-0,17
КР 120	35	2	–	0,916	-19,0	-0,30
Сталь К63	247	17	212	0,936	-19,0	-0,25

Таблица 4

Химический состав стали исследованных образцов рельсов

Тип рельса	Массовая доля, %								
	C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Cu	V
КР 100	0,55	0,71	0,28	0,29	0,34	0,05	0,02	0,01	–
Головка	0,55	0,73	0,29	0,30	0,38	0,06	0,01	0,01	–
Шейка	0,53	0,71	0,28	0,29	0,32	0,05	0,03	0,01	–
Подошва	0,58	0,71	0,29	0,30	0,32	0,05	0,04	0,01	–
MSZ-100	0,447	0,66	0,20	0,030	0,025	0,027	0,09	0,133	–
Головка	0,45	0,68	0,20	0,030	0,025	0,01	0,09	0,13	–
Шейка	0,45	0,66	0,21	0,031	0,026	0,02	0,09	0,13	–
Подошва	0,44	0,64	0,20	0,028	0,024	0,05	0,09	0,13	–
КР 100–V	0,66	0,74	0,21	0,025	0,031	0,05	0,09	0,07	0,19
Головка	0,66	0,74	0,22	0,027	0,030	0,05	0,09	0,06	0,19
Шейка	0,64	0,73	0,21	0,024	0,032	0,05	0,09	0,07	0,18
Подошва	0,67	0,74	0,21	0,024	0,030	0,05	0,08	0,07	0,19

не только химическим составом стали, но и геометрическими размерами, о чем свидетельствуют следующие данные:

	КР100	MSZ-100
– ширина головки, мм	100;	100;
– высота сечения, мм	150;	145;
– ширина подошвы, мм	150;	172;
– толщина шейки, мм	38;	45;
– площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	113,4;	125,6;
– момент инерции на изгиб, см <sup>4</sup>	2806;	2884;
– момент инерции на кручение, см <sup>4</sup>	765;	–
– вес погонного метра, кг	89,1;	98,0.

Стандартом [4] для оценки механических свойств крановых рельсов предусмотрено испытание на растяжение одного образца от партии с поверхности головки рельса вдоль проката. Это не полностью характеризует служебные качества рельсов, так как рельс в процессе эксплуатации находится в сложном (объемном) напряженном состоянии, о чем свидетельствуют различные по характеру и виду разрушения [5]. Поэтому были проведены испытания на растяжение и ударную вязкость образцов, взятых из различных зон поперечного сечения рельса – вдоль и поперек проката, а также по высоте рельса. Это позволило выявить анизотропию механических свойств в зонах поперечного сечения рельса, потенциально опасных к появлению разрушений.

Результаты испытания образцов рельсовой стали на растяжение и коэффициенты анизотропии представлены в табл. 5. Коэффициент анизотропии – это отношение механических свойств поперек проката и в Z-направлении к соответствующему значению механической характеристики вдоль проката.

Испытания образцов рельсов КР 100 на рас-

тяжение показали, что при данном химическом составе (см. табл. 4) механические свойства превышают браковочный минимум, предусмотренный в стандарте [4].

Из табл. 5 следует, что легирование стали К 63 ванадием повысило временное сопротивление в 1,3...1,5 раз, при этом относительное удлинение уменьшилось в 1,5 раза, твердость головки рельса составила 300...320 ед. НВ, что более чем на 40 % превышает нормируемое значение. Следовательно, механические свойства легированной ванадием рельсовой стали в большей мере соответствуют работе рельсов в системе «рельс – колесо», чем свойства высокоуглеродистой стали М 76 (см. табл. 1).

Прочностные характеристики во всех направлениях у испытанных рельсов практически одинаковы. Коэффициенты анизотропии для  $\sigma_B$  изменяются в диапазоне 0,92...1,00, для  $\sigma_{02}$  – 1,02...1,06. В то же время наблюдается существенное снижение пластических свойств ( $\delta$  и  $\psi$ ) в поперечном и вертикальном направлениях – коэффициенты анизотропии  $\delta_5$  поперек проката изменяются в диапазоне 0,39...0,59, а в Z-направлении – 0,42...0,55.

Параллельно с испытаниями на растяжение на тех же образцах проведены испытания рельсовой стали К 63 на твердость по Виккерсу (HV). Это позволило выявить корреляционную зависимость между  $\sigma_B$  и HV. Для рельсовой стали К 63  $\sigma_B = 0,345 HV$  с точностью 1...3 %. На основе обработки статистических данных заводских и лабораторных испытаний образцов получено отношение  $\sigma_{02}/\sigma_B = 0,54$ . Полученные зависимости использовались для оценки механических свойств рельсов, находящихся в эксплуатации, методом динамической твердости.

Таблица 5

Результаты испытания на растяжение металла крановых рельсов

Тип рельса	Часть рельса	Механические свойства при направлении проката												Кoeffициенты анизотропии K для:				
		Вдоль проката						Поперек проката						$\sigma_B$ , МПа	$\sigma_{02}$ , МПа	$\delta_5$ , %	$\psi$ , %	
		Кол-во образцов	$\sigma_B$ , МПа	$\sigma_{02}$ , МПа	$\delta_5$ , %	$\psi$ , %	Кол-во образцов	$\sigma_B$ , МПа	$\sigma_{02}$ , МПа	$\delta_5$ , %	$\psi$ , %							
КР100	Головка	1 слой 12	804	473	27,4	23,2	1 слой 3	738	500	11,4	9,2	1,06	0,42	0,40				
		2 слой 13	789	406	28,6	18,1	2 слой 3	790	487	16,4	14,1	1,20	0,57	0,78				
	Шейка	22	790	401	25,9	24,9	6*	778	427	13,5	11,4	1,06	0,52	0,47				
MSZ-100	Подошва	17	855	494	27,1	25,8	—	—	—	—	—	—	—	—				
	Головка	1 слой 9	698	450	30,3	29,0	1 слой 16	701	478	17,8	16,5	1,06	0,59	0,57				
	Шейка	2 слой 9	717	417	32,0	26,2	2 слой 6	706	442	14,6	10,7	1,06	0,46	0,41				
КР 100-V	Подошва	18	716	396	31,6	26,1	12*	720	405	17,4	21,3	1,00	0,55	0,82				
		15	714	443	32,1	28,7	—	—	—	—	—	—	—	—				
	Головка	1 слой 12	1040	620	18,0	12,0	1 слой 8	1010	630	9,0	4,0	1,02	0,50	0,33				
	Шейка	2 слой 12	1030	620	18,0	12,0	2 слой 5	990	640	7,0	2,0	1,03	0,39	0,17				
	Подошва	14	1070	630	19,0	11,5	16*	1070	640	8,0	6,0	1,02	0,42	0,52				
		14	1150	700	20,0	15,0	—	—	—	—	—	—	—	—				

\* — Механические свойства в вертикальном направлении Z. В таблице приведены средние значения механических свойств испытанных образцов.

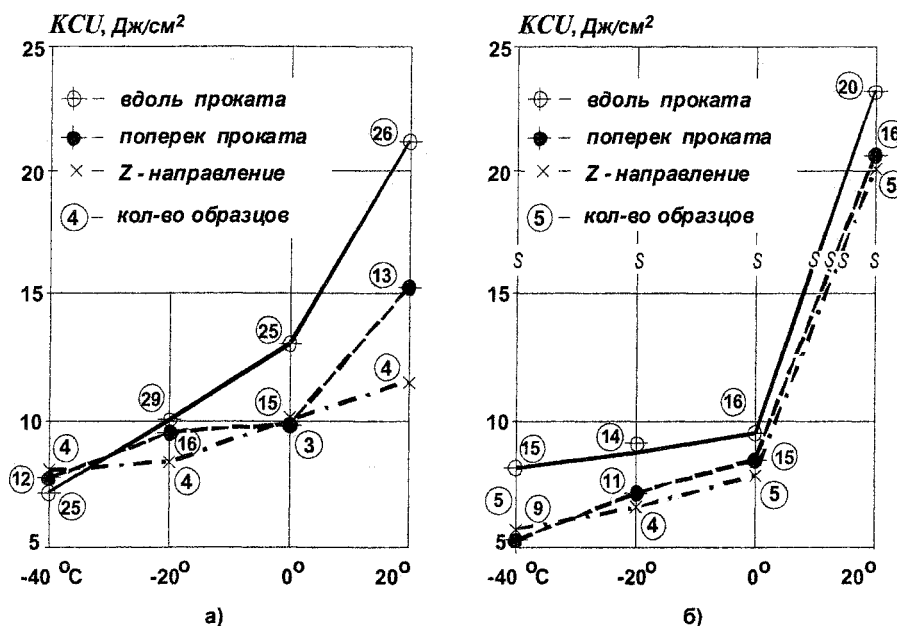


Рис. 5. Результаты испытания крановых рельсов на ударную вязкость: а – рельс КР 100; б – рельс КР 100–V

Испытания на ударную вязкость проводили на образцах с надрезом Менаже по стандарту [9] при температурах 20 °С, 0 °С, –20 °С, –40 °С на маятниковом копре с энергией удара 30 кгс·м. На рис. 5 представлены зависимости ударной вязкости стали от температуры образцов рельсов КР 100 и КР 100–V.

Испытания показали, что ударная вязкость высокоуглеродистых рельсовых сталей при положительных температурах достаточно низкая. Легирование ванадием значительно (почти в 6 раз) повышает вязкость разрушения при комнатной температуре при всех направлениях испытаний, но не вносит существенных изменений в значения ударной вязкости при отрицательных температурах и 0 °С по сравнению с обычной рельсовой сталью.

Анизотропия по ударной вязкости при положительной температуре рельсов КР 100 существенно зависит от направления прокатки – коэффициенты анизотропии изменяются в диапазоне 1,0...1,7. При отрицательных температурах наблюдается слабая анизотропия – 9...13 %. Легирование стали ванадием сблизило значения ударной вязкости при +20 °С – коэффициенты анизотропии равны 0,93...0,98, но значительно увеличилось разброс при 0 °С и отрицательных температурах – коэффициенты анизотропии изменяются в диапазоне 0,57...0,85.

Таким образом, исследования показали, что механические свойства рельсовой стали К 63 не обеспечивают необходимую прочность и износостойкость специальных крановых рельсов КР в условиях интенсивной работы мостовых кранов. Для повышения долговечности рельсов необходимо увеличить механические свойства рельсовой стали путем легирования. Легирование ванадием 0,20...0,22 % позволяет повысить прочность и твердость рельсовой стали до 1,5 раз. Испытания рельсов КР 100–V из легированной стали в условиях действующего

производства показали, что их износостойкость повысилась в 2 раза, а срок службы увеличился в 3–4 раза по сравнению с обычными. При этом стоимость рельсов возрастает на 20...25 %.

#### Литература

1. Александров, М.П. Подъемно-транспортные машины / М.П. Александров. – М.: Высшая школа, 1985. – 520 с.
2. Производство и термическая обработка рельсов: сб / под ред. В.В. Лемпицкого и Д.С. Казарновского. – М.: Металлургия, 1972. – 272 с.
3. Влияние электрокалки на износостойкость рельсовой стали / В.А. Тиховский, Д.С. Казарновский и др. // Сталь. – 1952. – № 3. – С. 254–258.
4. ГОСТ 4121–76\*. Рельсы крановые. Технические условия.
5. Сабуров, В.Ф. К вопросу о совершенствовании сортамента крановых рельсов / В.Ф. Сабуров // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: сб. науч. тр. ЧПИ. – Челябинск, 1985. – С. 84–89.
6. ГОСТ 22015–76. Качество продукции. Нормирование и статистическая оценка качества металлических материалов изделий по механическим характеристикам.
7. Тришевский, И.С. Основные направления повышения качества железнодорожных рельсов / И.С. Тришевский // Сталь. – 1983. – № 1. – С. 66–68.
8. Сабуров, В.Ф. Оценка ресурса элементов подкрановых конструкций производственных зданий / В.Ф. Сабуров // Сб. «Строительные конструкции XXI». Материалы международной научно-практической конференции. Часть I. – М.: МГСУ, 2000. – С. 107–110.
9. ГОСТ 9454–78\* Метод испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах.

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОПРАВОЧНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ К КОМПРЕССИОННОМУ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦИИ ПЫЛЕВАТО- ГЛИНИСТЫХ ЭЛЮВИАЛЬНЫХ, НЕОГЕНОВЫХ И ПАЛЕОГЕНОВЫХ ГРУНТОВ КОНТИНЕНТАЛЬНОГО ГЕНЕЗИСА ЧЕЛЯБИНСКОЙ ОБЛАСТИ

*В.С. Казанцев*

**В статье рассматривается методика определения поправочных коэффициентов к компрессионному модулю деформации для региональных пылеватоглинистых грунтов, не вошедших в нормативные документы.**

В основу методики вычисления поправочных коэффициентов к компрессионному модулю деформации положены следующие предпосылки.

Диаграмма деформирования грунта природного сложения состоит из двух линейных участков (рис. 1, а).

Первый участок характеризуется модулем упругости  $E_0$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_0$ , второй – модулем уплотнения  $E_1$  и коэффициентом поперечной деформации  $\nu_1$ . Перелом на диаграмме деформирования соответствует пределу структурной прочности грунта. Двухмодульная диаграмма деформирования характеризует так называемую билинейную модель грунта.

В общем случае для получения параметров билинейной модели необходимо иметь данные трехосных испытаний. На основе теоретических и экспериментальных исследований было установлено, что данные параметры могут быть приближенно определены по результатам стандартных испытаний на срез и компрессию. Модуль уплотнения принимается равным компрессионному модулю деформации, определенному для диапазона давлений 0,1...0,2 МПа, а для коэффициента поперечной деформации используются общепринятые рекомендации ( $\nu = 0,30$  – для супесей,  $\nu = 0,35$  – для суглинков,  $\nu = 0,42$  – для глин), модуль упругости выражается через компрессионный модуль деформации по формуле:

$$E_0 = m_e \cdot E_k, \quad (1)$$

где  $m_e$  принимается для каждого вида грунта по данным статистической обработки результатов трехосных испытаний.

Аналогичным образом устанавливается значение  $\nu_0$  в зависимости от вида грунта. Так, для элювиальных суглинков  $m_e = 8$ ,  $\nu_0 = 0,15$ ; для трепеловидных и опоквидных глин  $m_e = 6$ ,  $\nu_0 = 0,10$ . По результатам испытаний на срез устанавливается предел структурной прочности.

Упругая осадка штампа вычисляется по формуле Шлейхера, пластическая – по схеме послойного суммирования в пределах активной зоны, причем распределение напряжений на оси штампа принимается из решения задачи теории упругости для полупространства, а деформации слоев вычисляются для условий компрессии. На нижней границе активной зоны напряжения равны пределу структурной прочности при компрессии.

Для коэффициента бокового давления грунта в покое принимается формула:

$$K_0 = 1,2 \cdot (1 - \sin \gamma), \quad (2)$$

предложенная на основе обобщения напряжений в средней зоне образца. В этом случае для грунтов твердой и полутвердой консистенции предел структурной прочности выявляется достаточно надежно. Однако реализация этого предложения связана с дополнительным оснащением лабораторий современной измерительной техникой, и поэтому его следует рассматривать как предложение на перспективу;

– образец грунта, извлеченный из массива, испытывает разуплотнение из-за снятия природных напряжений.

Вследствие вышеизложенного в компрессионном приборе не соблюдаются условия нагружения в массиве. Как показал теоретический анализ, по этой причине завышается сжимаемость грунта в упругой стадии и занижается предел структурной прочности вплоть до получения результатов, противоречащих физическому смыслу, когда предел структурной прочности получается меньше, чем бытовое давление на глубине отбора грунта. Влияние этого фактора особенно существенно для слабых водонасыщенных грунтов при компрессии.

Если ориентироваться на испытания грунтов в компрессионном и срезном приборах, то для определения структурной прочности при компрессии можно использовать характеристики структурной прочности при сдвиге, что и сделано при разработке данной методики. Как показал анализ, структурная

прочность при сдвиге проявляется более отчетливо, чем при компрессии. Это связано с тем, что срез происходит по среднему сечению образца, который менее нарушен при подготовке к испытанию.

Теоретическое обоснование методики определения поправочных коэффициентов.

Рассмотрим нагружение грунта при компрессии в плоскости инвариантов  $p, q$  (рис. 1, б):

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad (3)$$

где  $\sigma_1, \sigma_3$  – наибольшее и наименьшее главные напряжения.

Если напряженное состояние задано парой значений  $p$  и  $q$ , то главные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_1 = p + q; \sigma_3 = p - q. \quad (4)$$

Графическая интерпретация формул (4) показана на рис. 1, б: из заданной точки  $M$  с координатами  $p, q$  проводятся две линии под углом  $45^\circ$  к оси  $p$ . Точки пересечений этих линий с осью соответствуют напряжениям  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  данных экспериментальных и теоретических исследований.

Одной из важнейших характеристик грунтов, используемых в данной методике, является предел структурной прочности грунта при компрессии. Однако, как показал опыт, определение этой характеристики по данным стандартных компрессионных испытаний связано со значительными трудностями. Основные причины следующие:

- недостаточное число опытных точек не позволяет разделить компрессионную зависимость на два участка, соединенных переходной кривой, а уменьшение шага по нагрузке приводит к увеличению продолжительности испытаний;

- неидеальный контакт нагрузочных дисков с образцом приводит к завышению действительной сжимаемости грунта на начальных ступенях нагружения. Этот недостаток может быть устранен, если оснастить компрессионные приборы устройствами для измерения деформаций в центральной части образца;

Отразим на плоскости  $p, q$  природное напряженное состояние. Бытовое давление на глубине  $z$

от подошвы фундамента, имеющего заглубление  $d$ , равно наибольшему главному напряжению от действия собственного веса грунта

$$\sigma_{zq} = \sigma_1 = \rho \cdot (z + d), \quad (5)$$

где  $\rho$  – плотность грунта.

В многослойном основании суммирование бытового давления ведется по слоям. Наименьшее главное напряжение от собственного веса грунта

$$\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1 = K_0 \cdot \rho \cdot (z + d), \quad (6)$$

где  $K_0$  определяется формулой (2).

По формулам (3) определяем значения инвариантов, характеризующие природное напряженное состояние:

$$p_q = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \rho \cdot (z + d); q_q = \frac{1 - K_0}{2} \cdot \rho \cdot (z + d). \quad (7)$$

Для слоя однородного грунта ( $\rho = \text{const}$ ) природное напряженное состояние отображается на плоскости  $p, q$  точками, лежащими на прямой ( $K_0$ -линия на рис. 1, б) с угловым коэффициентом

$$\frac{q_q}{p_q} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0}.$$

Траектория компрессии в массиве начинается из точек, лежащих на  $K_0$ -линии. В процессе нагружения состояние грунта будем характеризовать линией структурной прочности при сдвиге ( $c$ -линия на рис. 1, б) и линией предельного напряженного состояния ( $f$ -линия). Эти линии исходят из одной точки на оси  $q$ , имеющей ординату  $c/\sin \varphi$ .

Наклон  $f$ -линии зависит от угла внутреннего трения:  $\text{tg } \varphi$ .

Наклон  $c$ -линии характеризуется углом  $\varphi_c$ :

$$\varphi_c = K \cdot \varphi. \quad (8)$$

Следовательно,  $\text{tg } \varphi_c = \sin(K \cdot \varphi)$ .

Результаты испытаний в срезном приборе изображаются обычно на плоскости  $\tau_n, \sigma_n$ , то есть с помощью напряжений, действующих в площадке среза. Представление  $f$ -линии и  $c$ -линии в этих осях показано на рис. 2. Положение  $f$ -линии

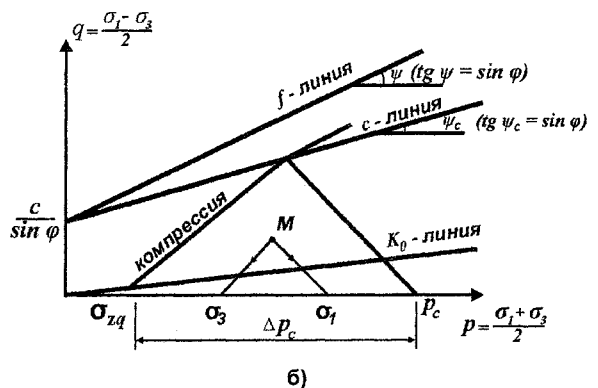
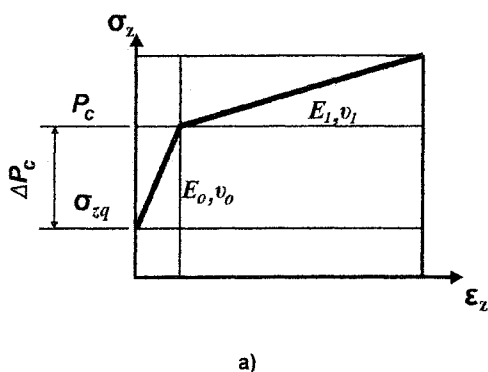


Рис. 1. Применение билинейной модели к анализу работы грунта при компрессии: а – билинейная модель; б – траектория компрессии

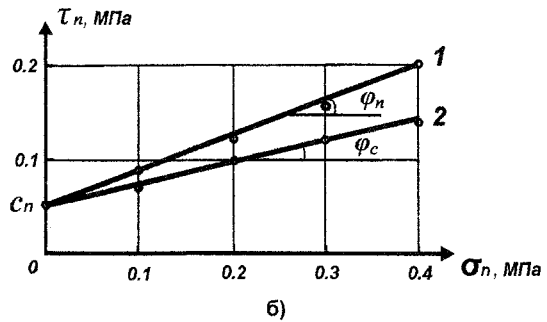
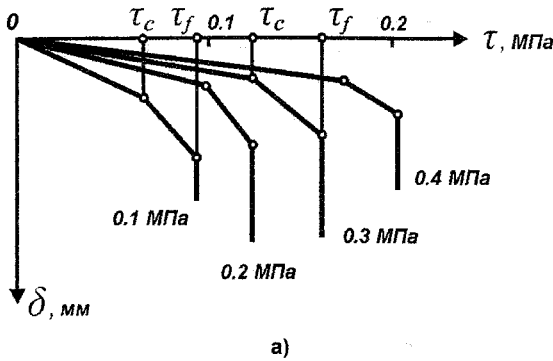


Рис. 2. Представление результатов испытаний на срез в осях: а – идеализированные диаграммы сдвига, б – результаты испытаний; 1 – линия предельного равновесия, 2 – линия структурной прочности;  $\tau_f$  – касательное напряжение при разрушении,  $\tau_c$  – то же, на пределе структурной прочности

определяется по точкам, соответствующим разрушению образца, а  $c$ -линии – по точкам, соответствующим перелому диаграммы сдвига  $\delta(\tau)$ , где  $\delta$  – смещение обоймы.

Таким образом, параметр  $\varphi_c$  может быть найден по результатам испытаний грунтов в срезном приборе на консолидированный срез. Однако определение этого параметра для инженерно-геологического элемента требует значительных затрат времени, поскольку приходится анализировать десятки диаграмм и находить затем среднее значение. Как показал дополнительный анализ, для отдельных видов грунтов можно рекомендовать значения  $\varphi_c$  в зависимости от угла внутреннего трения. Так, для элювиальных суглинков  $\varphi_c = 0,6\varphi$ , для трепеловидных и опоковидных глин  $\varphi_c = 0,8\varphi$ . Благодаря этому резко снижаются затраты времени на определение параметра, характеризующего структурную прочность при сдвиге. Вернемся к рассмотрению траектории компрессии в осях  $p, q$ . Направление упругого участка траектории нагружения в условиях компрессии, лежащего между  $K_0$ -линией и  $c$ -линией, определяется коэффициентом бокового давления грунта  $\xi_0$ , зависящим от коэффициента Пуассона  $\nu_0$ ,

$$\xi_0 = \nu_0 / (1 - \nu_0) \tag{9}$$

Приращения главных напряжений от действия дополнительного давления в условиях упругой компрессии определяются по формулам:

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_{zp}; \Delta\sigma_3 = \xi_0 \cdot \Delta\sigma_{zp} \tag{10}$$

С учетом соотношений (9) и (10) уравнение траектории нагружения в упругой стадии можно записать в следующем виде:

$$q = \frac{\rho \cdot z}{2} (1 - K_0) + (1 - 2 \cdot \nu_0) \cdot \left[ p - \frac{\rho \cdot z}{2} (1 + K_0) \right] \tag{11}$$

Предел структурной прочности при компрессии определяется выходом траектории нагружения на поверхность структурной прочности, уравнение которой в осях  $p, q$  имеет вид:

$$q_c = c \cdot \cos \varphi + p \cdot \sin \varphi \tag{12}$$

Решая совместно уравнения (11) и (12), находим предел структурной прочности в дополнительных напряжениях:

$$\Delta p_c = a_1 \cdot c + a_2 \cdot \sigma_{zq} \tag{13}$$

$$a_1 = \frac{2(1 - \nu_0) \cdot \cos \varphi}{1 - 2\nu_0 + \sin \varphi_c} \tag{14}$$

$$a_2 = \frac{(1 - \nu_0) \cdot [K_0(1 + \sin \varphi_c) - 1 + \sin \varphi_c]}{1 - 2 \cdot \nu_0 + \sin \varphi_c} \tag{15}$$

С учетом зависимости (2) для  $K_0$  выражение (15) можно записать в виде:

$$a_2 = \frac{(1 - \nu_0) \cdot [0,2 + 2,2 \sin \varphi_c - 1,2 \sin \varphi (1 + \sin \varphi_c)]}{1 - 2\nu_0 + \sin \varphi_c} \tag{16}$$

Осадку  $s$  штампа на грунтовом основании, обладающем структурной прочностью, представим в виде:

$$s = s_e + s_p \tag{17}$$

где  $s_e$  – упругая составляющая осадки;  $s_p$  – пластическая составляющая.

Для упругой составляющей осадки воспользуемся решением теории упругости для полупространства:

$$s_e = \omega \frac{p_0 (1 - \nu_0^2)}{E_0} \tag{18}$$

где  $p_0$  – среднее дополнительное давление по подошве;  $\omega$  – коэффициент, зависящий от формы фундамента, для круглого штампа  $\omega = 0,785$ .

Пластическая составляющая осадки  $s_p$  определяется сжатием грунта в пределах активной зоны. Найдем сначала глубину активной зоны. Из решения теории упругости для вертикальных напряжений на оси фундамента имеем

$$\sigma_{zp} = p_0 \left[ 1 - \left( \frac{m}{\sqrt{1 + m^2}} \right)^3 \right] \tag{19}$$

где  $m = z/R_{ш}$  ( $R_{ш}$  – радиус штампа;  $z$  – глубина от подошвы фундамента).



На нижней границе активной зоны вертикальные напряжения равны структурной прочности:

$$\sigma_{нр} = \Delta p_{сн}, \quad (20)$$

где  $\Delta p_{сн}$  – предел структурной прочности в дополнительных напряжениях на глубине активной зоны  $H_c$ .

Как следует из выражения (13), предел структурной прочности в однородном отложении возрастает с увеличением глубины, так как зависит от бытового давления  $P_б$ . Кроме того, в соответствии с критерием разрушения Хворослева удельное сцепление является функцией уплотняющего давления. Как показал анализ экспериментальных результатов, в зоне гипергенеза, то есть до глубины 4...6 м, сцепление примерно постоянно. Ниже этой глубины грунты переходят в зону диагенеза, и формирование их свойств происходит под влиянием уплотняющего давления. Поэтому в общем виде можно принять следующую зависимость удельного сцепления от бытового давления:

$$c = c_0 + \alpha_c \cdot \sigma_{zq}. \quad (21)$$

Вернемся к рассмотрению траектории компрессии в осях  $p, q$ . Направление упругого участка траектории нагружения в условиях компрессии, лежащего между  $K_0$ -линией и  $c$ -линией, определяется коэффициентом бокового давления грунта  $\xi_0$ , зависящим от коэффициента Пуассона  $\nu_0$ :

$$\xi_0 = \nu_0 / (1 - \nu_0). \quad (9)$$

Тогда

$$\Delta p_{cz} = a_1 \cdot c_0 + (a_2 + a_1 \cdot \alpha_c) \cdot \sigma_{zq}, \quad (22)$$

где  $c_0$  – удельное сцепление на уровне подошвы фундамента;  $\alpha_c$  – параметр Хворослева, значения которого зависят от вида грунта и обычно лежат в диапазоне 0,05...0,15.

Для проведения штамповых испытаний ввиду небольших размеров активной зоны можно принять постоянное значение структурной прочности

$$\Delta p_{cz} = \Delta p_{c0} = a_1 \cdot c_0 + a_2 \cdot \sigma_{zq0}. \quad (23)$$

При небольшой глубине установки штампа вторым слагаемым в выражении (23) можно пренебречь. В этом случае получаем зависимость

$$\Delta p_{cz} = \Delta p_{c0} = a_1 \cdot c_0 = \text{const}. \quad (24)$$

Выражение (20) для определения глубины активной зоны после подстановки соотношений (19) и (24) примет вид

$$P_0 \left[ 1 - \left( \frac{m_c}{\sqrt{1 + m_c^2}} \right)^3 \right] = \Delta p_{c0}, \quad (25)$$

где  $m_c = H_c / R_{ш}$  – относительная глубина активной зоны.

Если ввести обозначение

$$d = \Delta p_{c0} / p_0, \quad (26)$$

где  $d$  – обобщенный параметр структурной проч-

ности, то уравнение (25) можно записать следующим образом:

$$1 - \left( \frac{m_c}{\sqrt{1 + m_c^2}} \right)^3 = d. \quad (27)$$

Решение этого уравнения дает следующее выражение для относительной глубины активной зоны:

$$m_c = \frac{(1 - d)^{1/3}}{[1 - (1 - d)^{2/3}]^{1/2}}. \quad (28)$$

Зависимость между обобщенным параметром структурной прочности  $d$  и относительной глубиной активной зоны  $m_c$ , определяемая уравнением (28), показана на рис. 3.

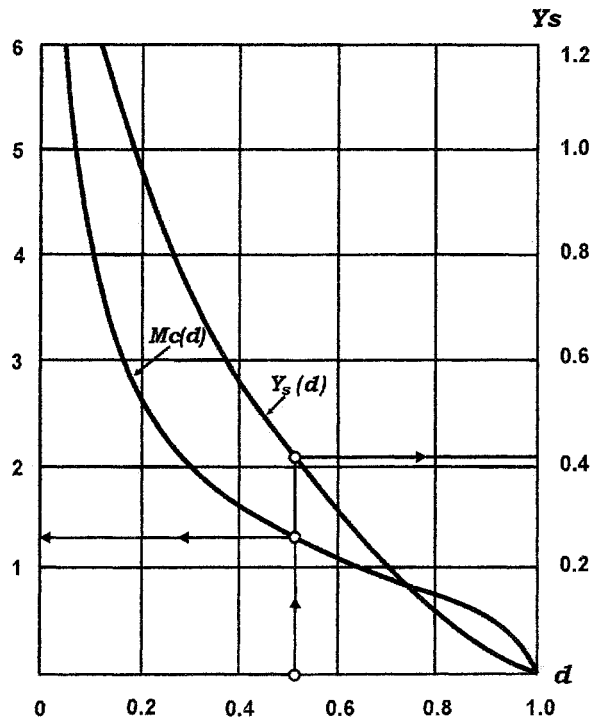


Рис. 3. Зависимости  $m_c$  и  $\phi_s$  от  $d$

Используя схему послойного суммирования и учитывая, что компрессионный модуль деформации  $E_k$  характеризует как пластические, так и упругие деформации за пределом структурной прочности, запишем выражение для пластической составляющей осадки штампа в виде:

$$s_p = \frac{\beta}{E_k} \int_0^{H_c} (\sigma_{zp} - dp_c) dz - \frac{\beta_e}{E_k} \int_0^{H_c} (\sigma_{zp} - dp_c) dz, \quad (29)$$

где второе слагаемое введено для того, чтобы исключить повторный учет упругой компоненты осадки, вошедшей в формулу (18).

$$M_c = H_c / \tau_{pl};$$

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}; \quad \beta_e = 1 - \frac{2\nu_0^2}{1 - \nu_0}. \quad (30)$$

# Теория расчета строительных конструкций

Проинтегрируем выражение (29):

$$s_p = \left( \frac{\beta}{E_k} - \frac{\beta_e}{E_0} \right) R_{шт} \cdot p_0 \cdot \varphi_s, \quad (31)$$

где  $\varphi_s$  – функция пластичности,

$$\varphi_s = m_c(1-d) + 2 + \frac{m_c^2}{\sqrt{1+m_c^2}} - 2\sqrt{1+m_c^2}. \quad (32)$$

Полная осадка штампа с учетом структурной прочности

$$s = \frac{p_0}{E_k} R_{шт} \left[ 2\omega \frac{1-\nu_0^2}{m_e} + \left( \beta - \frac{\beta_e}{m_e} \right) \varphi_s \right]. \quad (33)$$

С другой стороны, согласно формуле Шлейхера

$$s = 2\omega p_0 R_{шт} \frac{1-\nu^2}{E_{шт}}, \quad (34)$$

где  $E_{шт}$  – штамповый модуль деформации.

Приравняв правые части выражений для осадки (33) и (34), получим искомую связь между компрессионным и штамповым модулями:

$$E_{шт} = m_k \cdot E_k, \quad (35)$$

где поправочный коэффициент к компрессионному модулю деформации

$$m_k = \frac{1-\nu^2}{\frac{1-\nu_0^2}{m_e} + 0,64 \left( \beta - \frac{\beta_e}{m_e} \right) \varphi_s}. \quad (36)$$

Как видно из формулы (36), для конкретных грунтов необходимо задать значения следующих параметров:  $\nu_0$  – коэффициент Пуассона;  $\nu$  – ко-

эффициент поперечной деформации;  $m_e$  – отношение модуля упругости к компрессионному модулю деформации;  $\varphi_s$  – угол, характеризующий структурную прочность или значение  $K_c$  ( $\varphi_s = K \cdot \varphi$ ).

В соответствии с результатами исследований, выполненных в ЮУрГУ, для элювиальных грунтов рекомендуется принимать:  $\nu_0 = 0,15$ ;  $\nu = 0,35$ ;  $m_e = 8$ ;  $K_c = 0,6$ . При этих значениях  $\nu_0$  и  $\nu$  по выражению (35) получим  $\beta_e = 0,95$ ;  $\beta = 0,62$ .

Подставив эти значения в формулу (36), получим выражение поправочного коэффициента для элювиальных грунтов:

$$m_k = 1 / (0,139 + 0,365\varphi_c). \quad (37)$$

Если при обработке результатов компрессионных испытаний для элювиальных суглинков в формуле для компрессионного модуля деформации используется значение  $\beta = 0,50$ , то величина  $m_k$ , найденная по формуле (37), умножается на корректировочный коэффициент 1,24.

На практике скорректированный модуль деформации вычисляется в следующей последовательности:

– по табл. 1 в зависимости от вида грунта и  $\varphi_n$  находится вспомогательный параметр  $a_1$  и определяем обобщенный параметр структурной прочности при компрессии  $d$  по формуле (38):

$$d = a_1 \cdot c_n / p_0, \quad (38)$$

где  $c_n$  – нормативное значение удельного сцепле-

Таблица 1

$\varphi_n$ , градусы	Значения $a_1$ для различных разновидностей грунта		
	$eM_z$	$N$	$P_{кр}, P_{nr}$
10	2,81	3,13	2,61
11	2,85	3,16	2,65
12	2,89	3,20	2,69
13	2,93	3,23	2,73
14	2,97	3,27	2,77
15	3,01	3,30	2,81
16	3,06	3,34	2,86
17	3,10	3,37	2,90
18	3,15	3,41	2,94
19	3,20	3,44	3,00
20	3,25	3,48	3,03
21	3,29	3,52	3,08
22	3,34	3,55	3,12
23	3,39	3,59	3,17
24	3,44	3,62	3,22
25	3,49	3,66	3,25
26	3,54	3,69	3,32
27	3,59	3,73	3,37
28	3,65	3,76	3,43
29	3,71	3,80	3,48
30	3,77	3,84	3,53

Таблица 2

$d$	$eM_z$	$N$	$P_{кр}, P_{nr}$
0,10	2,06	2,24	2,25
0,15	2,29	2,44	2,35
0,20	2,54	2,64	2,45
0,25	2,80	2,84	2,53
0,30	3,09	3,04	2,62
0,35	3,39	3,24	2,70
0,40	3,68	3,43	2,77
0,45	3,98	3,61	2,82
0,50	4,29	3,79	2,88
0,55	4,61	3,98	2,94
0,60	5,02	4,17	3,00
0,65	5,47	4,37	3,05
0,70	5,94	4,58	3,11
0,75	6,40	4,79	3,16
0,80	6,5	4,99	3,21
0,85	6,5	5,19	3,25
0,90	6,5	5,40	3,28
0,95	6,5	5,53	3,31
1,00	6,5	5,65	3,33

Примечание. Определение компрессионного модуля деформации при  $\beta = 0,50$  для суглинков,  $\beta = 0,42$  для глин.

ния, МПа;  $p_0$  – среднее дополнительное давление по подошве проектируемого фундамента или пробного штампа, МПа. При отсутствии данных принимается  $p_0 = 0,3$  МПа;

– по табл. 2 в зависимости от геологического возраста грунта и значения  $d$  находится значение

коэффициента  $m_k$  и определяем скорректированный модуль деформации:

$$E = m_k \cdot E_{кн}, \quad (39)$$

где  $E_{кн}$  – нормативное (среднее) значение компрессионного модуля деформации для выделенного инженерно-геологического элемента, МПа.

# Инженерное оборудование зданий и сооружений

УДК 622.692.4

## МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕСТАЦИОНАРНЫХ ПРОЦЕССОВ В ГАЗОПРОВОДАХ

В.И. Панферов, С.В. Панферов

Рассматривается проблема моделирования переходных процессов в газопроводах, вызванных, в частности, резким закрытием регулирующего клапана. Методом Фурье найдены решения ряда задач. Приводятся результаты вычислений для конкретных эксплуатационных ситуаций.

В системах газоснабжения возникают ситуации, когда по какой-либо причине тот или иной регулирующий орган достаточно быстро закрывается. Понятно, что это приводит к возникновению переходного процесса, в водяных тепловых сетях, например, это действие является совсем небезопасным и часто сопровождается таким явлением как гидравлический удар. Поэтому представляет интерес вопрос о том, что конкретно произойдет в этом случае в газопроводе, как, в частности, будет изменяться давление в различных точках по его длине. Кроме того, в аварийных ситуациях возможно появление импульса высокого давления из магистрального газопровода и ряд других событий. Во всех этих случаях в газопроводах возникают нестационарные процессы. В связи с этим в работе рассматривается несколько задач моделирования переходных процессов в системах газоснабжения.

Известно [1–5], что нестационарное течение газа в газопроводе удовлетворительно может быть описано следующей системой уравнений в частных производных:

$$\begin{cases} -\frac{\partial P}{\partial x} = \frac{\partial(\rho \cdot w)}{\partial \tau} + \lambda \frac{\rho w^2}{2d}, & 0 < x < L, \tau > 0; \\ -\frac{\partial P}{\partial \tau} = c^2 \frac{\partial(\rho \cdot w)}{\partial x}, & 0 < x < L, \tau > 0, \end{cases} \quad (1)$$

где  $P(x, \tau)$ ,  $\rho(x, \tau)$ ,  $w(x, \tau)$  – соответственно давление, плотность и скорость течения газа в точке  $x$  по длине газопровода в момент времени  $\tau$ ;  $\lambda$  – коэффициент гидравлического трения;  $d$  – внутренний диаметр газопровода;  $c$  – скорость звука в газе;  $L$  – длина рассматриваемого участка газопровода.

Установлено [1 и др.], что для длинных газопроводов и в случае больших потерь на трение математическую модель (1) можно упростить, от-

брасывая член  $\frac{\partial(\rho \cdot w)}{\partial \tau}$ . Кроме того, модель можно дополнительно линеаризовать, полагая, что  $\lambda \frac{w}{2d} = k = \text{const}$ , тогда нестационарный процесс в газопроводе будет описываться следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} -\frac{\partial P(x, \tau)}{\partial x} = k \cdot \rho(x, \tau) \cdot w(x, \tau), & 0 < x < L, \tau > 0; \\ -\frac{\partial P(x, \tau)}{\partial \tau} = c^2 \frac{\partial(\rho(x, \tau) \cdot w(x, \tau))}{\partial x}, & 0 < x < L, \tau > 0. \end{cases} \quad (2)$$

Нетрудно видеть, что переменные  $\rho(x, \tau)$ ,  $w(x, \tau)$  могут быть исключены из рассмотрения и в этом случае давление  $P(x, \tau)$  должно удовлетворять следующему уравнению:

$$\frac{\partial P(x, \tau)}{\partial \tau} = \frac{c^2}{k} \frac{\partial^2 P(x, \tau)}{\partial x^2},$$

поэтому в целом задача, когда считается, что в любом режиме давление начале участка поддерживается автоматическим регулятором на одном и том же уровне  $P_0$ , а в конце этого участка регулирующийся клапан мгновенно закрывается, формально записывается так:

$$\frac{\partial P(x, \tau)}{\partial \tau} = \frac{c^2}{k} \frac{\partial^2 P(x, \tau)}{\partial x^2}, \quad 0 < x < L, \tau > 0; \quad (3)$$

$$P(x, 0) = f(x), \quad 0 \leq x \leq L; \quad (4)$$

$$P(0, \tau) = P_0 = \text{const}, \quad \tau > 0; \quad (5)$$

$$\frac{\partial P(L, \tau)}{\partial x} = 0, \quad \tau > 0. \quad (6)$$

Второе граничное условие – уравнение (6) означает, что на правом конце газопровода, т.е. при  $x = L$  из-за закрытия клапана скорость потока и его расход должны быть равны нулю.

Для приведения задачи к решаемому виду введем переменную  $\theta(x, \tau) = P(x, \tau) - P_0$ , тогда, как это нетрудно видеть, задача переписывается следующим образом:

$$\frac{\partial \theta(x, \tau)}{\partial \tau} = \frac{c^2}{k} \cdot \frac{\partial^2 \theta(x, \tau)}{\partial x^2}, 0 < x < L, \tau > 0; \quad (7)$$

$$\theta(x, 0) = f(x) - P_0, 0 \leq x \leq L; \quad (8)$$

$$\theta(0, \tau) = 0, \tau > 0; \quad (9)$$

$$\frac{\partial \theta(L, \tau)}{\partial x} = 0, \tau > 0. \quad (10)$$

Решая задачу (7)–(10) методом разделения переменных, найдем, что

$$\theta(x, \tau) = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \cdot \exp\left(-\frac{\mu_i^2 c^2 \tau}{k}\right) \cdot \sin(\mu_i x), \quad (11)$$

где  $A_i = \frac{2}{L} \cdot \int_0^L [f(x) - P_0] \sin(\mu_i x) dx$ ;  $\mu_i = \frac{\pi}{2L} \cdot (2i - 1)$ .

Известно [6], что в стационарном режиме давление по длине газопровода распределяется по параболе, однако, как это достаточно хорошо известно, это распределение на практике удовлетворительно может быть аппроксимировано прямой, поэтому при моделировании полагали, что

$$P(x) = P_0 - \frac{P_0 - P_1}{L} \cdot x, \quad (12)$$

где  $P_1$  давление в точке  $x = L$  в начале процесса.

В этом случае  $A_i = \frac{2}{\mu_i^2 L^2} (P_1 - P_0) \sin(\mu_i L)$ . Под-

черкнем, однако, что условия (5) и (12) означают, что рассматривается задача, когда переходный процесс обусловлен только закрытием клапана в конце газопровода, давление в его начале, каким оно было в стационарном режиме, таким оно остается и в последующие моменты времени.

На рис. 1 приведены кривые изменения давления по длине газопровода: кривая 1 – для  $\tau = 0$ ,

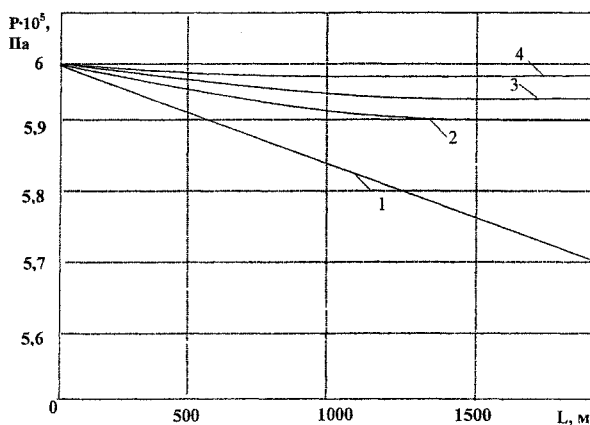


Рис.1. Распределение давления по длине газопровода в различные моменты времени

кривая 2 – для  $\tau = 1$ , кривая 3 – для  $\tau = 2$ , кривая 4 – для  $\tau = 3$  с, при этом  $L = 1800$  м,  $d = 0,325$  мм,  $\lambda = 0,013$ ,  $c = 451$  м/с,  $k = 0,176$  с<sup>-1</sup>,  $P_0 = 6 \cdot 10^5$  Па,  $P_1 = 5,7 \cdot 10^5$  Па. Значение коэффициента  $k$  вычислялось в соответствии с рекомендациями работы [1 и др.].

На рис. 2 приведены кривые изменения давления во времени в конце – кривая 1 и в середине газопровода – кривая 2.

Как видно из рис. 1 и 2, переходный процесс имеет аperiodический характер, никаких «выбросов» давления в данном случае не наблюдается.

Теперь рассмотрим следующую задачу: будем полагать, что в момент времени  $\tau = 0$  закрывается клапан в конце участка, а в его начале давление скачком поднимается до уровня в магистральном газопроводе  $P_{MG}$ . В этом случае задачу следует перерешать при условии, что  $P(0, \tau) = P_{MG} = \text{const}$ ,  $\tau > 0$ , начальное распределение давления остается прежним и описывается уравнением (12). Формула для вычисления  $A_i$  будет уже такой

$$A_i = \frac{2}{\mu_i^2 L^2} (P_1 - P_0) \sin(\mu_i L) + \frac{2}{\mu_i L} (P_0 - P_{MG}),$$

а в целом давление в любой точке газопровода в любой момент времени будет вычисляться по следующему соотношению:

$$P(x, \tau) = P_{MG} + \sum_{i=1}^{\infty} A_i \cdot \exp\left(-\frac{\mu_i^2 c^2 \tau}{k}\right) \cdot \sin(\mu_i x). \quad (13)$$

На рис. 3 приведен график изменения давления во времени в конце указанного газопровода – кривая 1 и в его середине – кривая 2 при  $P_{MG} = 4$  МПа.

Как видно из рис. 3, переходный процесс также имеет аperiodический характер, давление во всех точках газопровода плавно поднимается до уровня  $P_{MG}$ .

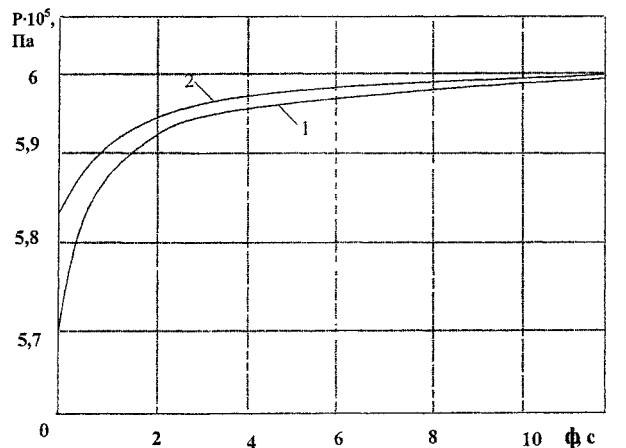


Рис.2. Кривые изменения давления во времени в конце и в середине газопровода

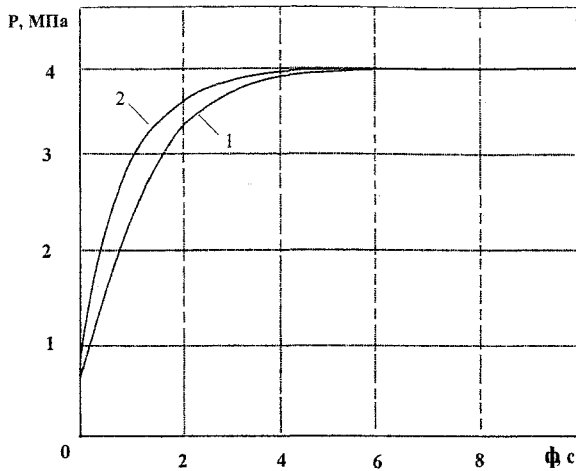


Рис. 3. Кривые изменения давления во времени в конце и в середине газопровода при  $P_{мг}=4$  МПа

До сих пор мы полагали, что рассматриваемый газопровод можно отнести к категории длинных газопроводов или же потери на трение достаточно велики. Рассмотрим теперь другой предельный случай, когда газопровод короткий или потери на трение достаточно малы. В этом случае в исходной системе уравнений (1) инерционный член  $\frac{\partial(\rho \cdot w)}{\partial \tau}$  следует оставить, а  $\lambda \frac{\rho w^2}{2d}$  можно отбросить [1 и др.], тогда нестационарный процесс в газопровode будет описываться следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial P(x, \tau)}{\partial x} = \frac{\partial(\rho(x, \tau) \cdot w(x, \tau))}{\partial \tau}, 0 < x < L, \tau > 0; \\ \frac{\partial P(x, \tau)}{\partial \tau} = c^2 \frac{\partial(\rho(x, \tau) \cdot w(x, \tau))}{\partial x}, 0 < x < L, \tau > 0. \end{cases} \quad (14)$$

Нетрудно видеть, что переменные  $\rho(x, \tau)$ ,  $w(x, \tau)$  также могут быть исключены из рассмотрения и в этом случае давление должно удовлетворять следующему уравнению:

$$\frac{\partial^2 P(x, \tau)}{\partial \tau^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 P(x, \tau)}{\partial x^2},$$

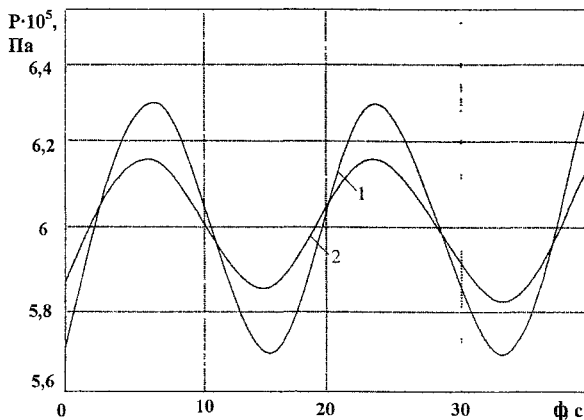


Рис. 4. Волновой процесс изменения давления во времени в конце и в середине газопровода

поэтому в целом задача, когда считается, что в любом режиме давление начале участка поддерживается автоматическим регулятором на одном и том же уровне  $P_0$ , а в конце этого участка регулирующий клапан мгновенно закрывается, будет представляться следующей системой уравнений:

$$\frac{\partial^2 P(x, \tau)}{\partial \tau^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 P(x, \tau)}{\partial x^2}, 0 < x < L, \tau > 0; \quad (15)$$

$$P(x, 0) = f(x), 0 \leq x \leq L; \quad (16)$$

$$\frac{\partial P(x, 0)}{\partial \tau} = 0, 0 \leq x \leq L; \quad (17)$$

$$P(0, \tau) = P_0 = \text{const}, \tau > 0; \quad (18)$$

$$\frac{\partial P(L, \tau)}{\partial x} = 0, \tau > 0; \quad (19)$$

Здесь процесс описывается уже волновым уравнением с соответствующими начальными и граничными условиями, причем условие (17) означает, что в начальный момент времени в любой точке по длине газопровода скорость изменения давления во времени равна нулю, что вполне соответствует действительности. Решая задачу (15)–(19) методом Фурье, нашли, что

$$P(x, \tau) = P_0 + 2 \cdot (P_1 - P_0) \cdot \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin(\pi/2 \cdot (2i-1))}{(\pi/2 \cdot (2i-1))^2} \times \times \cos\left(c \frac{\pi \cdot (2i-1) \cdot \tau}{2L}\right) \cdot \sin\left(\pi/2 \cdot (2i-1) \cdot x/L\right). \quad (20)$$

На рис. 4 приведены кривые изменения давления в конце – кривая 1 и в середине газопровода – кривая 2 при  $P_0 = 6 \cdot 10^5$  Па и  $P_1 = 5,7 \cdot 10^5$  Па для модели (15)–(19).

Как видно из рис. 4, процесс, как и следовало ожидать, колебательный, причем наибольший «выброс» давления наблюдается в конце газопровода и он равен  $6,3 \cdot 10^5$  Па.

На рис. 5 показано, как распределяется давление по длине газопровода в различные моменты времени при описании явления волновым уравнением: кривая 1 для  $\tau=0$  с, кривая 2 для  $\tau=5$  с, кривая 3 для  $\tau=8$  с.

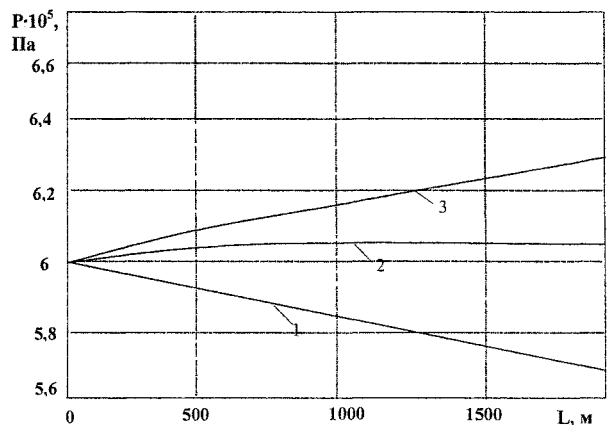


Рис. 5. Изменения давления по длине газопровода в волновом процессе

Понятно, что реальный процесс занимает промежуточное положение между двумя рассмотренными предельными случаями. Поэтому, учитывая полученные результаты, достаточно обоснованно можно заключить, что реальный переходный процесс, обусловленный закрытием клапана в конце газопровода, очевидно, имеет вид затухающих колебаний, наибольшая амплитуда колебаний наблюдается непосредственно у самого клапана, однако увеличение давления не столь большое, как это имеет место при гидравлическом ударе в капельной жидкости.

#### Литература

1. Чарный, И.А. Основы газовой динамики / И.А. Чарный. – М.: Гостоптехиздат, 1961. – 196 с.
2. Галиуллин, З.Т. Интенсификация магист-

рального транспорта газа / З.Т. Галиуллин, Е.В. Леонтьев. – М.: Недра, 1991. – 272 с.

3. Баясанов, Д.Б. Автоматизированные системы управления трубопроводными объектами коммунального хозяйства / Д.Б. Баясанов. – М.: Стройиздат, 1974. – 312 с.

4. Юсубов, Ч.А. Численное определение нестационарных процессов в магистральных газопроводах / Ч.А. Юсубов // Проблемы энергетики. – 2003. – № 2. – С. 62–65.

5. Поляков, Г.Н. Моделирование и управление газотранспортными системами / Г.Н. Поляков, Е.И. Яковлев, А.С. Пиотровский. – СПб.: Недра, 1992. – 256 с.

6. Бобровский, С.А. Гидравлический расчет распределительных трубопроводов / С.А. Бобровский. – М.: Стройиздат, 1968. – 159 с.

## К ТЕОРИИ ТЕРМОПАР

В.И. Панферов

Рассмотрены вопросы формального (математического) описания процессов в термопарах как с позиций механизма контактной термо-ЭДС, так и с позиций эффекта Томсона. Показано, что конечные соотношения с точностью до обозначений получаются одинаковыми для обоих механизмов.

В системах управления микроклиматом зданий для измерения температуры широко используются термоэлектрические термометры, содержащие в своем составе термопару. Термопары являются базовым элементом термоэлектрических генераторов, используемых напрямую для получения электрической энергии, а также и так называемых термоэлементов, применяемых, например, в холодильной технике и в термоэлектрических тепловых насосах [1]. Поэтому изучение и выявление всех сторон и особенностей термоэлектрических процессов в термопарах имеет достаточно большое значение.

Как показал анализ литературных данных, до настоящего времени нет единого общепринятого представления о причинах возникновения термо-ЭДС термопары. Обычно для объяснения принципа действия термоэлектрического термометра привлекают несколько механизмов, чаще всего выделяют два явления [2–4]: 1) механизм контактной термо-ЭДС (эффект Зеебека); 2) эффект Томсона. Несмотря на различную природу данных эффектов, как нам удалось выяснить, формальное описание процессов в термоэлектрических цепях получается совершенно одинаковым. Вместе с тем, насколько нам это известно, в литературе эта тождественность описаний до настоящего времени не была достаточно отчетливо показана [2–10], поэтому есть смысл подробнее остановиться на этом вопросе. При этом подчеркнем, что указанный вопрос является достаточно важным, поскольку в учебной литературе по измерительной технике обычно упоминался механизм контактной термо-ЭДС [5–8] и поэтому все основные свойства термопар были описаны и обоснованы с позиций этого явления.

К месту заметим, что значимость эффекта Томсона до сих пор еще подвергается сомнению [1, с. 15 и с. 128], однако в данной работе мы не будем непосредственно обсуждать этот вопрос.

Отметим также, что возможно именно по причине недостаточной ясности в описании процессов в двух недавно изданных учебниках по теплотехническим измерениям и приборам [9, 10] это формальное описание просто опущено, в [10, с. 60], например, первое свойство термопар фор-

мулируется «без доказательства», что вообще-то не является лучшим выходом из создавшегося положения.

Рассмотрим цепь, состоящую из двух разнородных проводников  $P$  и  $Q$  (рис. 1).

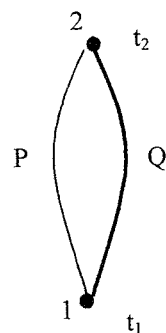


Рис. 1. Термопара

Как это хорошо известно, в данной цепи контактные термо-ЭДС образуются в точках 1 и 2, обозначим их как  $E_{PQ}(t_1)$  и  $E_{QP}(t_2)$ . Результирующая контактная ЭДС цепи (см. рис. 1) будет равна

$$E_{k\Sigma 1} = E_{PQ}(t_1) + E_{QP}(t_2)$$

(направление обхода контура против часовой стрелки, порядок чередования индексов соответствует этому направлению), здесь  $t_1$  и  $t_2$  – температуры контактов. На основании закона Вольты [5] можно записать, что

$$E_{PQ}(t_2) + E_{QP}(t_2) = 0,$$

поэтому

$$E_{k\Sigma 1} = E_{PQ}(t_1) - E_{PQ}(t_2).$$

Теперь рассмотрим отдельно однородный проводник, пусть, например, это будет проводник  $Q$  и пусть его длина равна  $L$ . Выделим по длине этого проводника малый участок  $dx$ , тогда термо-ЭДС Томсона, генерируемая на этом участке, будет равна

$$dE_Q = k_Q(t) \frac{dt}{dx} dx,$$

где  $k_Q(t)$  – коэффициент Томсона для проводника  $Q$ . Очевидно, что термо-ЭДС Томсона для всего проводника  $Q$  будет определяться как



$$E_Q = \int_0^L k_Q(t) \frac{dt}{dx} dx = \int_{t_1}^{t_2} k_Q(t) dt = F_Q(t) \Big|_{t_1}^{t_2} = F_Q(t_2) - F_Q(t_1).$$

Здесь  $F_Q(t)$  – первообразная для  $k_Q(t)$ , т.е.

$$\frac{dF_Q(t)}{dt} = k_Q(t).$$

Из этого выражения отчетливо видно, что термо-ЭДС Томсона зависит только от температуры концов проводника  $Q$  и не зависит от температуры других его точек. Кроме того, термо-ЭДС Томсона зависит также и от рода проводника, так как коэффициент Томсона  $k_Q(t)$  и первообразная для него  $F_Q(t)$  определяются именно родом проводника.

Для проводника  $P$  по аналогии можно записать, что

$$E_P = F_P(t_1) - F_P(t_2),$$

здесь контур (см. рис. 1) также обходится против часовой стрелки, поэтому для проводника  $P$  начальной точкой будет уже точка 2.  $F_P(t)$  – первообразная для коэффициента Томсона проводника  $P$ . Таким образом, суммарная термо-ЭДС цепи рис. 1, обусловленная эффектом Томсона, будет равна

$$\begin{aligned} E_{T\Sigma 1} &= F_Q(t_2) - F_Q(t_1) + F_P(t_1) - F_P(t_2) = \\ &= [F_P(t_1) - F_Q(t_1)] - [F_P(t_2) - F_Q(t_2)] = \\ &= F_{PQ}(t_1) - F_{PQ}(t_2), \end{aligned}$$

где  $F_{PQ}(t) = F_P(t) - F_Q(t)$ . Отсюда следует, что

$E_{T\Sigma 1}$  также как и  $E_{k\Sigma 1}$  зависит только от рода проводников и температуры их спаев. Причем отметим также, что конечные выражения для  $E_{k\Sigma 1}$  и  $E_{T\Sigma 1}$  одинаковы с точностью до обозначений.

Как известно, свойства термопар также ранее были описаны и обоснованы с позиций контактной термо-ЭДС, поэтому рассмотрим и эти моменты.

Свойство 1: если в цепь термопары включен третий проводник и его концы находятся при одинаковых температурах, то результирующая термо-ЭДС цепи не изменится.

Рассмотрим первый возможный способ включения третьего проводника (на схеме это проводник  $R$ ) в цепь термопары – в разрыв второго контакта проводников  $P$  и  $Q$ . При таком включении третьего проводника температуры мест его подсоединения должны быть, конечно, равны  $t_2$ . Для исходной термопары, изображенной на рис. 1, результирующая контактная ЭДС будет равна

$$E_{k\Sigma 1} = E_{PQ}(t_1) - E_{PQ}(t_2),$$

для термопары с третьим проводником (рис. 2)

$$E_{k\Sigma 2} = E_{PQ}(t_1) + E_{QR}(t_2) + E_{RP}(t_2).$$

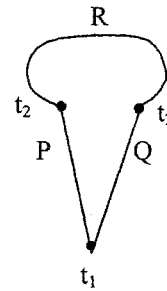


Рис. 2. Первый способ включения третьего проводника в цепь термопары

Если в цепи с третьим проводником температуры всех контактов будут одинаковы и равны  $t_2$ , то на основании закона Вольты можно записать

$$E_{PQ}(t_2) + E_{QR}(t_2) + E_{RP}(t_2) = 0,$$

следовательно

$$E_{QR}(t_2) + E_{RP}(t_2) = -E_{PQ}(t_2).$$

Подставляя это соотношение в формулу для  $E_{k\Sigma 2}$ , получим, что

$$E_{k\Sigma 2} = E_{PQ}(t_1) - E_{PQ}(t_2),$$

т.е.  $E_{k\Sigma 2} = E_{k\Sigma 1}$ . Если теперь считать, что в цепи (см. рис. 2) проявляется только эффект Томсона, то получим, что

$$\begin{aligned} E_{T\Sigma 2} &= F_Q(t_2) - F_Q(t_1) + F_R(t_2) - F_R(t_2) + \\ &+ F_P(t_1) - F_P(t_2) = F_{PQ}(t_1) - F_{PQ}(t_2), \end{aligned}$$

т.е.  $E_{T\Sigma 2} = E_{T\Sigma 1}$ . При этом заметим, что для получения конечного результата не потребовалось привлекать какие-то дополнительные данные, в том числе и закона Вольты.

Далее, рассмотрим второй возможный способ включения третьего проводника в цепь термопары – в разрыв одного из проводников, например,  $Q$ .

При таком включении третьего проводника температуры мест его подсоединения должны быть равны между собой, но совсем не обязательно должны быть равны  $t_2$ . В данном случае контактная термо-ЭДС

$$E_{k\Sigma 3} = E_{PQ}(t_1) + E_{QR}(t_3) + E_{RQ}(t_3) + E_{QP}(t_2),$$

но ведь

$$E_{RQ}(t_3) = -E_{QR}(t_3),$$

поэтому

$$E_{k\Sigma 3} = E_{PQ}(t_1) + E_{QP}(t_2) = E_{PQ}(t_1) - E_{PQ}(t_2),$$

т.е. равна ЭДС исходной цепи.

Если теперь считать, что в цепи (рис. 3) также проявляется только эффект Томсона, то получим, что

$$\begin{aligned} E_{T\Sigma 3} &= F_Q(t_3) - F_Q(t_1) + F_R(t_3) - F_R(t_3) + F_Q(t_2) - \\ &- F_Q(t_3) + F_P(t_1) - F_P(t_2) = F_{PQ}(t_1) - F_{PQ}(t_2). \end{aligned}$$

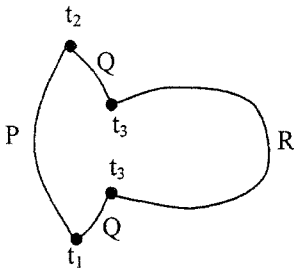


Рис. 3. Второй способ включения третьего проводника в цепь термопары

Таким образом, доказательство справедливости свойства получилось заметно проще. К месту заметим, что доказательство других двух известных свойств термопар [5–10] с позиций эффекта Томсона получается также достаточно простым и естественным.

В целом, все вышеизложенное, как нам представляется, может служить неким теоретическим доказательством законов термоэлектрических цепей. В [2, с. 12], по-видимому, из-за отсутствия отчетливого формального описания и обоснования эти законы (правила) названы только «экспериментальными».

Выводы. Рассмотрены вопросы формального (математического) описания процессов в термопарах как с позиций механизма контактной термо-ЭДС, так и с позиций эффекта Томсона. Показано, что конечные соотношения с точностью до обозначений получаются одинаковыми для обоих механизмов. Поэтому достаточно уверенно можно пользоваться теми формулами и свойствами для термо-ЭДС, которые исторически первыми были получены и обоснованы для механизма Зеебека, при этом, конечно, следует напоминать, что вид этих формул соответствует одновременно и эффекту Зеебека и эффекту Томсона.

## Литература

1. Термоэлектрическое охлаждение: Текст лекций / под общ. ред. Л.П. Булата. – СПб.: СПбГУНиПТ, 2002. – 147 с.
2. Термоэлектрические преобразователи температуры. Теория, практика, развитие / Под общ. ред. А.В. Каржавина. – Обнинск: ПК «Тесей», 2004. – 84 с.
3. Белевцев, А.В. Достоверность измерения температуры термоэлектрическими преобразователями и методика их периодической проверки / А.В. Белевцев, А.В. Каржавин, В.А. Каржавин // *Металлургическая теплотехника: история, современное состояние, будущее. К столетию со дня рождения М.А. Глинкова: тр. III Междунар. науч.-практ. конф.* – М.: МИСиС, 2006. С. 146–152.
4. Гордов, А.Н. Основы температурных измерений / А.Н. Гордов, О.М. Жагулло, А.Г. Иванова. – М.: Энергоатомиздат, 1992. – 304 с.
5. Измерение электрических и неэлектрических величин: учеб. пособие для вузов / Н.Н. Евтихийев, Я.А. Куперимидт, В.Ф. Папуловский, В.Н. Скугоров. – М.: Энергоатомиздат, 1990. – 352 с.
6. Преображенский, В.П. Теплотехнические измерения и приборы: учебник для вузов / В.П. Преображенский. – М.: Энергия, 1978. – 704 с.
7. Электрические измерения: учебник для вузов / Л.И. Байда, Н.С. Добротворский, Е.М. Душин и др. – Л.: Энергия, 1980. – 392 с.
8. Чистяков, С.Ф. Теплотехнические измерения и приборы: учеб. пособие для вузов / С.Ф. Чистяков, Д.В. Радун. – М.: Высш. шк., 1972. – 392 с.
9. Блинов, О.М. Теплотехнические измерения и приборы: учебник для вузов / О.М. Блинов, А.М. Беленький, В.Ф. Бердышев. – М.: Металлургия, 1993. – 288 с.
10. Иванова, Г.М. Теплотехнические измерения и приборы: учебник для вузов / Г.М. Иванова, Н.Д. Кузнецов, В.С. Чистяков. – М.: МЭИ, 2005. – 458 с.

# Научно-методический раздел

УДК 681.327.11+72.01:13+658.512-52

## СИСТЕМА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ИНСОЛЯЦИИ

А.Л. Хейфец

Рассмотрен новый алгоритм расчета продолжительности инсоляции и возможности автоматизированной системы, созданной на его основе и являющейся приложением к пакету AutoCAD. Приведены примеры расчета инсоляции применительно к задачам уплотнения существующей застройки и планировки. Показана возможность исследования геометрии зон инсоляции.

В ЮУрГУ разработана система расчета продолжительности инсоляции [1, 2]. Система является приложением к пакету AutoCAD и пакетам на его основе, например, Architectural Desktop. Это компьютерная программа, написанная на языке AutoLISP.

**Алгоритм расчета.** Принимается [3, 4], что лучевой поток от солнца представляет собой, в общем случае, поверхность кругового конуса (рис. 1, а). Вершина конуса находится в расчетной точке А. Стрелка N указывает направление на север. Угол  $\varphi$  наклона плоскости траектории солнца равен географической широте местности. Для определения угла  $\delta$  предложена формула, вытекающая из допущения о гармонических колебания земной оси:

$$\delta = 23,5 \cdot \sin \left( 2\pi \cdot \frac{\text{data} - 81}{365} \right),$$

где data – номер календарного дня по сквозной нумерации (для 1 января data = 1, для 22 марта data = 81, для 22 сентября data = 265 и т.д.).

Точки В и D (восхода и заката) определяются сечением лучевого конуса плоскостью горизонта h, проведенной через расчетную точку. Верхняя

чаща конуса соответствует летнему периоду, нижняя – зимнему.

Для определения продолжительности инсоляции необходимо построить линии пересечения лучевого конуса с моделями зданий (лучевые сечения) и спроецировать их на плоскость  $\gamma$ . В плоскости  $\gamma$  определяются секторы инсоляции и их угловые размеры. Интервалы времени определяются из условия  $15^\circ = 1$  час.

В дни равноденствия 22 марта и 22 сентября лучевой конус вырождается в плоскость  $\gamma$  (значение  $\delta = 0$ , рис. 1, б). Это существенно упрощает расчет.

«Ручная» реализация изложенного алгоритма рассмотрена в [3–4].

При автоматизированной реализации алгоритма объекты (модели зданий) должны быть представлены как сетевые. Объекты типа Solids или объекты из других пакетов необходимо конвертировать в сетевые.

Параметры сетевых объектов программно извлекаются из базы данных рисунка. Грани разбиваются на треугольники. Формируются списки, содержащие координаты вершин каждой грани.

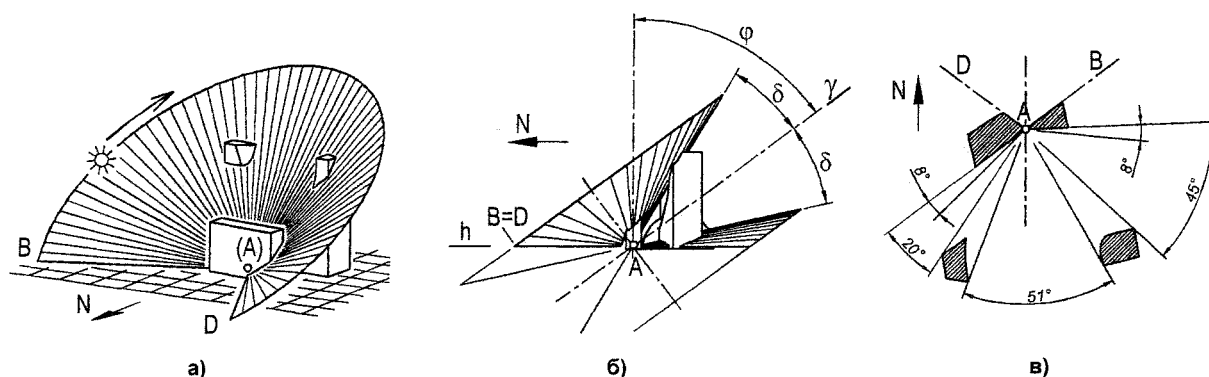


Рис. 1. Схема и алгоритм расчета

## Научно-методический раздел

Лучевой конус также представляется в виде списка треугольных граней.

Рассматривается пересечение всех треугольных граней объектов со всеми треугольными сегментами конуса, то есть решение сводится к многократному повторению задачи о нахождении отрезка линии пересечения двух треугольников. Для равенства задача сводится к пересечению граней объектов единой плоскостью  $\gamma$ .

Далее, от каждой грани по найденному отрезку ее лучевого сечения вычисляется угловой сектор затенения, во время которого грань закрывает поступление света в расчетную точку. После вычитания всех секторов затенения из дневного интервала светового времени остаются искомые интервалы инсоляции.

**Возможности автоматизированной системы.** Предусмотрено решение следующих задач:

- расчет инсоляции площадки, расположенной на «земле» или стене здания;
- расчет инсоляции в точке площадки или стены, в том числе для окна квартиры с учетом геометрии светопроема – балкона, лоджии и др.;
- создание анимации суточного движения тени;
- создание моделей зданий оптимальной формы, максимально ускоряющей расчет.

Расчеты и анимация могут быть выполнены для любого дня и в точке произвольного географического положения. Инсоляция определяется как нормированная в соответствии с действующими нормами [2].

**Пример расчета.** Рассмотрим возможности системы на примере задачи (рис. 2): *оценить влияние, оказываемое строительством нового здания (поз. 3) на инсоляцию двух старых общежитий (поз. 1, 2).*

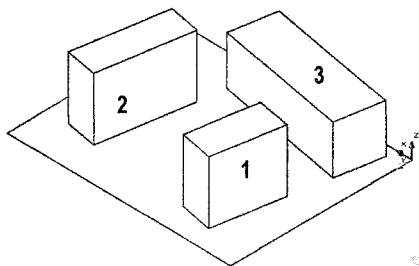


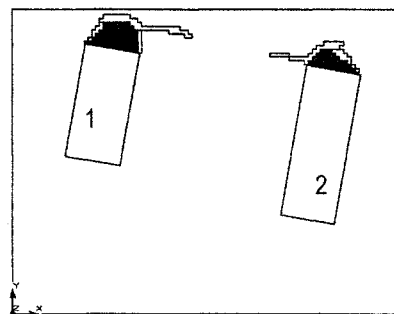
Рис. 2. Модели зданий

**Инсоляция площадки.** В этом режиме вычисляется нормированная инсоляция в каждом узле условной сетки, нанесенной на контур площадки. Площадка может быть расположена на земле или на стене здания. В результате расчета на площадке выявляются зоны с различным уровнем инсоляции.

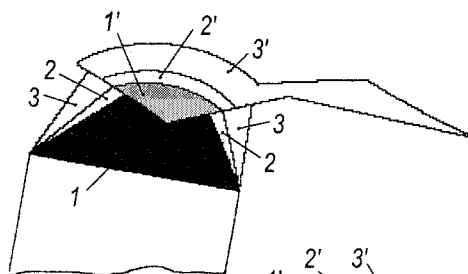
Точность расчета площадки задается дискретностью сетки. Расчет на рис. 3, а выполнен при дискретности 100 узлов вдоль длинной стороны площадки, на рис. 3, б, в дискретность была задана 200 узлов. В процессе расчета узлы сетки

маркируются разным цветом в зависимости от выявленного в них уровня инсоляции: дополнительно цветом отражается характер инсоляции – непрерывная или прерывистая<sup>1</sup>.

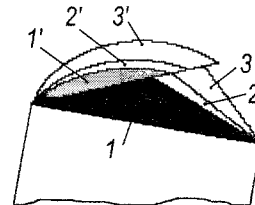
На рис. 3 приведена картина инсоляции территории вокруг исходных зданий до размещения нового здания. С северной стороны старых зданий видны небольшие зоны недопустимо низкой инсоляции. Примыкание зон к стенам зданий указывает на то, что окна этих стен инсолированы ниже допустимой нормы. Основная часть территории и стены с расположенными на них окнами имеют инсоляцию допустимого уровня.



а)



б)



в)

Рис. 3. Зоны инсоляции исходных зданий: 1, 1' – инсоляция в интервале 0–1,5 часа; 2, 2' – в интервале 1,5–2 часа; 3, 3' – в интервале 2–3 часа; 1, 2, 3 – непрерывная, 1', 2', 3' – прерывистая инсоляция

Дополнительный интерес представляет исследование геометрии зон инсоляции. Так, на рис. 3, б, в приведены результаты детального расчета зон инсоляции, примыкающих к зданию 1. Результаты на рис. 3, б получены при совместном воздействии зданий 1 и 2, результаты на рис. 3, в – при отсутствии здания 2. Следует вывод, что характерные вытянутые участки в зонах инсоляции зданий 1 и 2 обусловлены их взаимным влиянием.

<sup>1</sup> Рисунки в статье даны в черно-белом варианте ввиду типографских ограничений по передаче цвета.

Результат расчета, приведенный на рис. 4, показывает, что размещение нового здания приводит к существенному изменению картины инсоляции. На площадке возникла большая зона недопустимо низкой инсоляции, примыкающая к стенам старых зданий. Приложение позволяет детально исследовать эту зону (рис. 4, а).

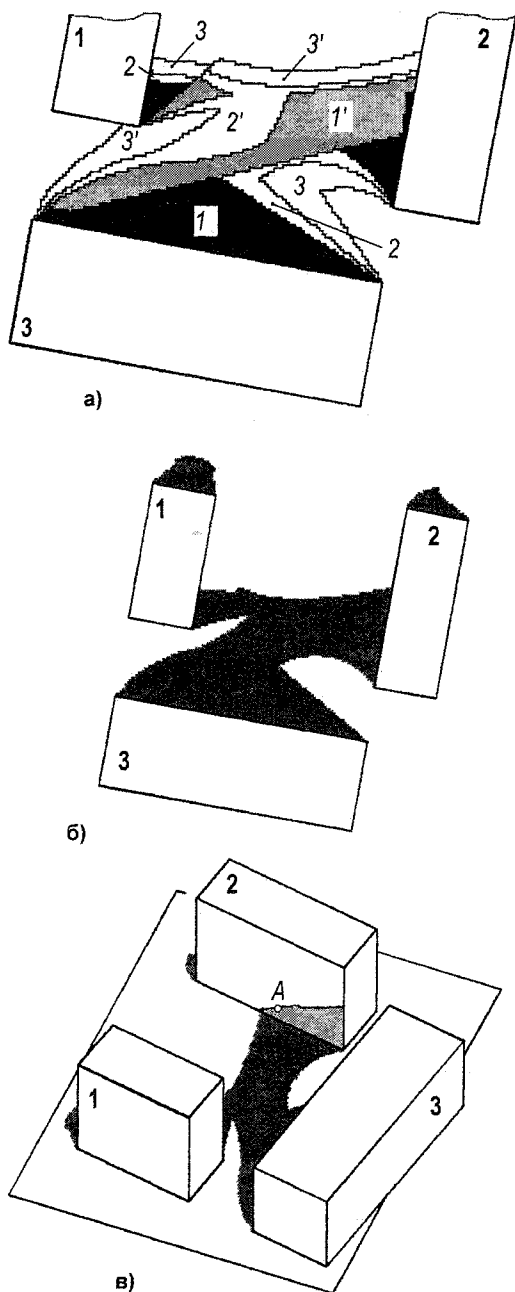


Рис. 4. Изменение картины инсоляции, вызванное размещением нового здания: а – зоны инсоляции (обозначения см. рис. 3); б – суммарная зона инсоляции 0–2 часа; в – то же для стены

Предусмотрена возможность выявления зон инсоляции необходимой продолжительности. На рис. 4, б, в выделена зона, в которой нормированная инсоляция не превышает двух часов – это зона недопустимо низкой инсоляции для квартир. Такое

представление результатов расчета является более удобным для принятия решений.

В связи с примыканием зоны недопустимой инсоляции к стенам зданий, возникает необходимость расчета инсоляции этих стен. Для здания 2 расчет показал (рис. 4, в), что значительная часть стены находится в зоне недопустимой инсоляции. Следует вывод о недопустимом расположении нового здания.

Для восстановления допустимой инсоляции выполняют расчет площадки при смещении нового здания. Результат, приведенный на рис. 5, соответствует смещению здания на 20...30 м в сторону юго-запада. Видно, что зона недопустимой инсоляции существенно сократилась. Возникла возможность размещения дворовой площадки.

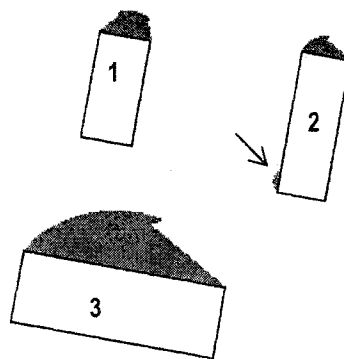


Рис. 5. Восстановление допустимой инсоляции при смещении нового здания

Небольшая часть недопустимой зоны (показана стрелкой) все-таки примыкает к стене здания 2. Однако дополнительный расчет показал, что высота этой зоны на стене достигает лишь уровня первого этажа. Чтобы устранить и эту остаточную зону, нужно сместить новое здание еще на 3...5 м.

**Инсоляция в точке.** В этом режиме приложение позволяет детально рассчитать параметры инсоляции в любой точке территории или для любого окна на стене. При расчете окна, для учета воздействия балкона или лоджии, предусмотрено автоматизированное построение их объемной модели требуемых размеров. Возможен традиционный вариант, путем задания инсоляционных ограничивающих углов.

На рис. 6 приведен результат расчета для точки А, положение которой показано на рис. 4, в. Области 1, 2, 3 – это лучевые сечения одноименных зданий. Заштрихованные секторы – секторы света, попадающие в расчетную точку. Интерпретация результата, особенно в графической форме, позволяет детально проанализировать инсоляцию каждого окна и определить влияние элементов окружающих зданий.

**Расчет инсоляции в задачах планировки.** Рассматриваемая компьютерная программа, позволяет решать задачу комплексной оценки инсоляционных процессов застроенной или проекти-

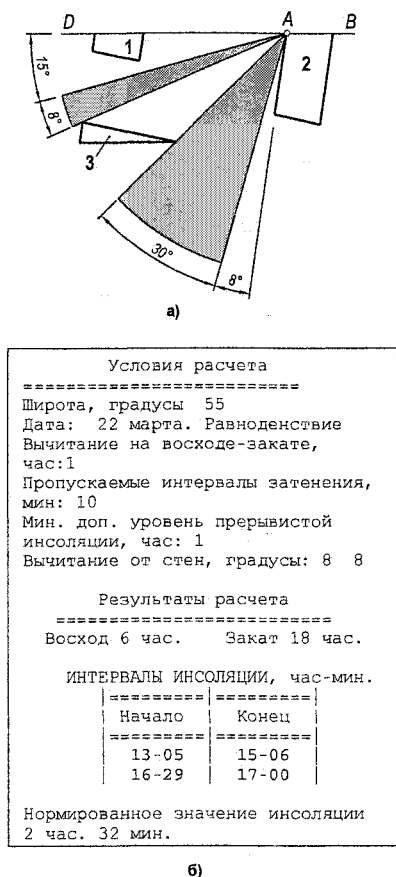


Рис. 6. Расчет инсоляции в точке: а – графическая; б – текстовая форма отчета

руемой территории<sup>2</sup>. Пример применения программы приведен на рис. 7, где черным цветом закрашены зоны недопустимой инсоляции.

**Внедрение системы.** Система в течение года проходила испытания в институте «Челябинск-гражданпроект». Результаты были доложены в Управлении Главгосэкспертизы Челябинска, где получили положительную оценку. Система внедрена в учебный процесс по курсу компьютерной графики ряда архитектурных и строительных специальностей ЮУрГУ.

Систему можно найти на сайте:  
[www.heifets.narod.ru](http://www.heifets.narod.ru)

### Выводы

1. Рассмотренная автоматизированная система, позволяющая дать картину инсоляции территории, а не только в отдельных точках, существенно повышает эффективность и наглядность расчета продолжительности инсоляции.

2. Детализация зон инсоляции открывает возможность исследования в этом направлении, а также изучения физических основ процесса в учебных дисциплинах.

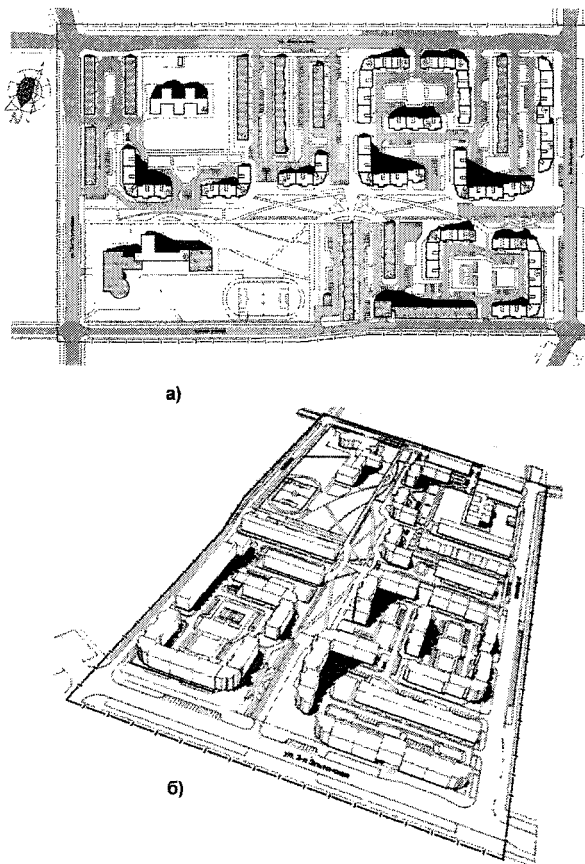


Рис. 7. Расчет инсоляции микрорайона в пос. Чурилово (г. Челябинск): а – план, б – объемная модель

### Литература

1. Архитектурная физика / Под ред. Н.В. Оболенского. – М.: Стройиздат, 1998. – 448 с.
2. СанПиН 2.2.1/2.1.1.1076-01 «Гигиенические требования к инсоляции и солнцезащите помещений жилых и общественных зданий и территорий». – М.: Минздрав России, 2002. – 15 с.
3. Хейфец, А.Л. 3D-моделирование и расчет продолжительности инсоляции средствами пакета AutoCAD / А.Л. Хейфец // The 14-th International Conference on Computer Graphics and Vision. GraphiCon '2004. September 6–10. 2004. Moscow, Russia. – Moscow State Universit. Conference Proceedings. – С. 283–286.
4. Хейфец, А.Л. Расчет продолжительности инсоляции средствами 3D-моделирования пакета AutoCAD / А.Л. Хейфец // Вестник УГТУ–УПИ. Строительство и образование: сб. науч. тр. – Екатеринбург: ГОУ ВПО «УГТУ–УПИ», 2004. – Вып. 7. – № 11(41). – С. 211–214.

heifets@yandex.ru

<sup>2</sup> Материалы на рис. 7 предоставил А.А. Серебровский, начальник отдела генпланирования института «Челябинскгражданпроект».

# Сведения об авторах

**АБЫЗОВ Виктор Александрович** – к.т.н., доцент кафедры «Строительные материалы» ЮУрГУ.

Область научных интересов: управление процессами структурообразования в жаростойких бетонах, высокотемпературных теплоизоляционных материалах, фосфатных жаростойких материалах, огнеупорные бетоны и футеровки.

**БАЙБУРИН Альберт Халитович** – к.т.н., доцент кафедры «Технология строительного производства».

Область научных интересов: контроль, оценка и управление качеством в строительстве; проектирование строительных технологий гарантированного качества; повышение эффективности технологических процессов; раннее нагружение монолитных железобетонных конструкций в зимних условиях.

**ВОРОШИЛОВ Александр Прокопьевич** – к.т.н., доцент кафедры «Градостроительство», руководитель секции геодезии и кадастра.

Область научных интересов: геодезическое обеспечение строительства и кадастра объектов недвижимости, высокоточные геодезические работы.

**ЗАХЕЗИН Альберт Михайлович** – к.т.н., доцент кафедры «Теоретическая механика», член технических комитетов России по стандартизации «Виброакустическая диагностика», «Вибрация и удар», заведующий лабораторией «Вибродиагностика машин».

Область научных интересов: вибродиагностика различных машин и сооружений, расчет вибронагруженности различных объектов.

**КАЗАНЦЕВ Владимир Сергеевич** – к.т.н., доцент кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения».

Область научных интересов: механика грунтов, основания и фундаменты, подземные сооружения.

**КЛИНОВ Олег Анатольевич** – зам. директора ОАО «Уральские специальные сплавы» по шлаковой продукции, г. Екатеринбург.

Область научных интересов: волокнистые огнеупорные теплоизоляционные материалы, жаростойкие бетоны, применение ферросплавных шлаков в жаростойких и огнеупорных материалах.

**КРАМАР Людмила Яковлевна** – к.т.н., доцент кафедры «Строительные материалы».

Область научных интересов: магнезиальные вяжущие вещества, исследования в области водонепроницаемости и морозостойкости строительных материалов.

**МАЛЫШЕВА Татьяна Васильевна** – к.т.н., доцент кафедры «Теоретическая механика».

Область научных интересов: вибродиагностика различных машин и сооружений, расчет вибронагруженности различных объектов.

**МУСИХИН Владимир Аркадьевич** – к.т.н., старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения».

Область научных интересов: теория аналитического конструирования и прочностного расчета стальных спиральных канатов с линейным касанием проволок, используемых в качестве предварительно напряженной арматуры большепролетных железобетонных конструкций.

**НУЖДИН Сергей Владимирович** – старший преподаватель кафедры «Строительные материалы».

Область научных интересов: исследование свойств композиций на основе магнезиального вяжущего.

**ОЛЕНЬКОВ Валентин Данилович** – к.т.н., профессор кафедры «Строительная механика».

Область научных интересов: природообусловленное развитие городов, градостроительная безопасность территорий.

**ПАНФЕРОВ Владимир Иванович** – д.т.н., профессор, зав. кафедрой «Теплогазоснабжение и вентиляция».

Область научных интересов: моделирование и оптимизация теплотехнических процессов и систем, автоматизация технологических объектов.

**ПАНФЕРОВ Сергей Владимирович** – студент 5 курса аэрокосмического факультета ЮУрГУ.

Область научных интересов: моделирование теплотехнических и гидравлических процессов.

**ПОПОВ Денис Сергеевич** – соискатель кафедры «Строительная механика».

Область научных интересов: воздействие динамически напряженных зон земной коры на безопасность биосферы, зданий и сооружений.

## Сведения об авторах

---

**РЯХОВСКИЙ Евгений Николаевич** – директор ООО «Уралбоксит», г. Челябинск.

Область научных интересов: применение высокоглиноземистых промышленных в фосфатных огнеупорных растворах и бетонах.

**САБУРОВ Валерий Федорович** – д.т.н., профессор кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения».

Область научных интересов: исследование действительной работы и оценка технического состояния стальных конструкций зданий и сооружений, усталостная прочность и прогнозирование ресурса стальных конструкций зданий и сооружений, моделирование и испытания стальных строительных.

**СЕРГИЙКО Александр Сергеевич** – студент архитектурно-строительного факультета ЮУрГУ по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Область научных интересов: вибродиагно-

стика сооружений, расчет виброн нагруженности различных объектов строительства.

**СУББОТИНА Наталья Викторовна** – выпускница кафедры «Градостроительства» 2005 г. по специальности «Городской кадастр».

Область научных интересов: кадастр объектов недвижимости, высокоточные геодезические работы.

**ТРОФИМОВ Борис Яковлевич** – д.т.н., советник РАН, профессор, заведующий кафедрой «Строительные материалы».

Область научных интересов: разработка и исследование высокопрочных, морозостойких, водостойких композиций.

**ХЕЙФЕЦ Александр Львович** – к.т.н., профессор кафедры графики ЮУрГУ, профессор ЧГАУ.

Область научных интересов: 3D-технологии проектирования и геометрического моделирования, методология и методика их внедрения в учебные курсы графических дисциплин.



**ВЕСТНИК  
ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО  
ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА  
№ 14 (86) 2007**

**Серия  
«СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА»  
Выпуск 4**

**Издательство Южно-Уральского государственного университета**

---

Подписано в печать 15.06.2007. Формат 60×84 1/8. Печать трафаретная.  
Усл. печ. л. 6,97. Уч.-изд. л. 7,13. Тираж 500 экз. Заказ 213/46.

---

Отпечатано в типографии Издательства ЮУрГУ,  
454080, г. Челябинск, пр. им. В.И. Ленина, 76