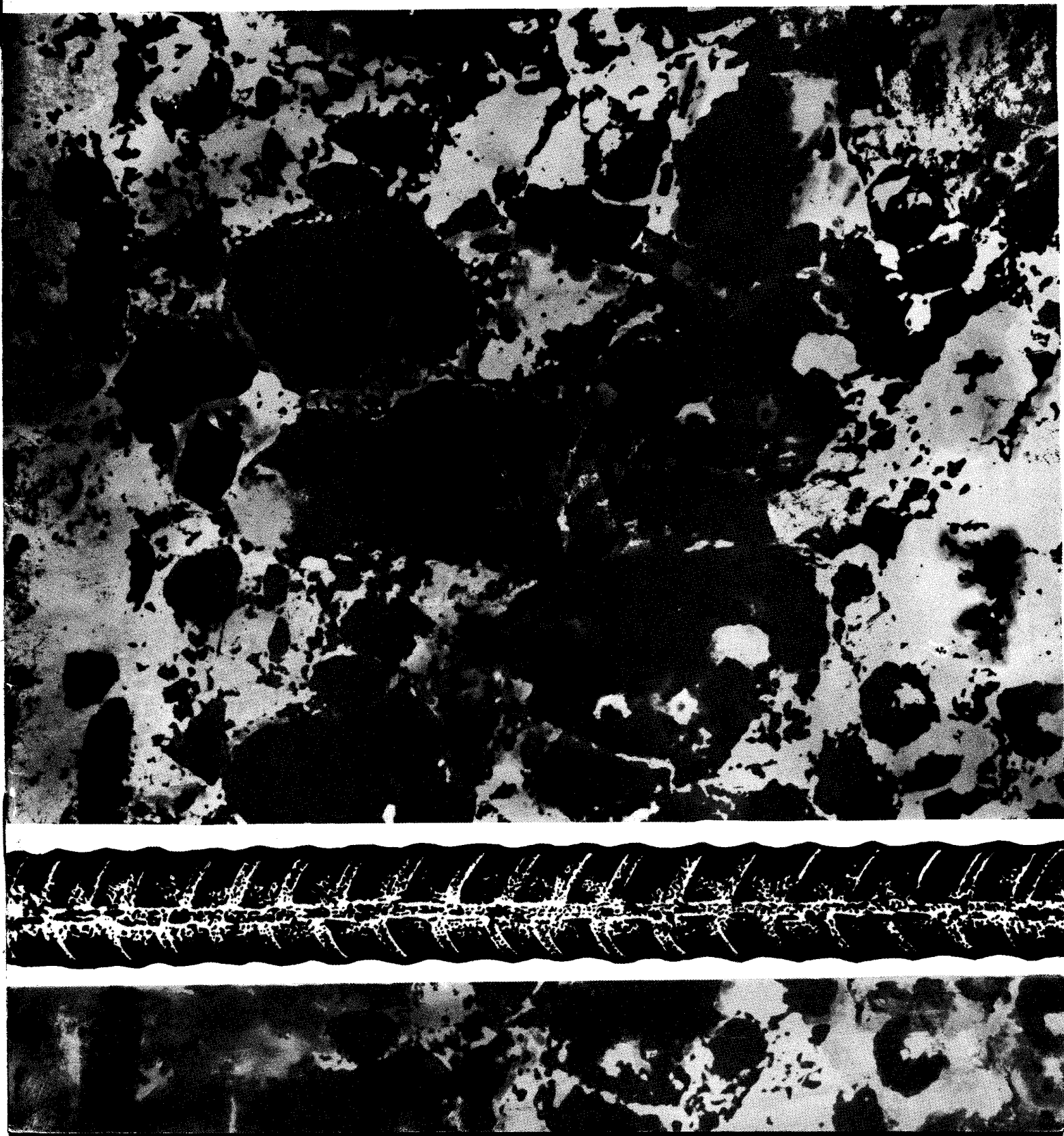


ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**3**

2004



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

---

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>УШЕРОВ-МАРШАК А.В.</i> Ресурсы бетоноведения: фундаментальные и прикладные аспекты .....	2
<b>БЕТОНЫ</b>	
<i>ДОВЖИК В.Г.</i> Факторы, влияющие на прочность и плотность полистиролбетона .....	5
<i>БРУССЕР М.И., ЕРШОВ И.Д.</i> Нормирование и оценка показателей качества декоративного бетона .....	11
<b>АРМАТУРА</b>	
<i>МАДАТЯН С.А., ДЕГТЯРЕВ В.В., ФРИДЛЯНОВ Б.Н., КЛИМОВ Д.Е.</i> Прочность и деформативность опрессованных растянутых соединений арматуры .....	13
<i>БЕЛЕНЬКИЙ Д.М., ВЕРНЕЗИ Н.Л., КОСЕНКО Е.Е.</i> О прочностных возможностях арматурных сталеи .....	17
<b>КОНСТРУКЦИИ</b>	
<i>НАЗАРЕНКО В.Г., АЗАРОВА О.А.</i> Исследование системы "песок-труба" .....	22
<b>В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ</b>	
<i>ТЕВЕЛЕВ Ю.А., БАРИНОВА Л.С.</i> Методы оптимального проектирования конструкций бетонных и железобетонных безнапорных труб .....	23
<b>СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ</b>	
<i>БЕГЛОВ А.Д., САНЖАРОВСКИЙ Р.С., БОНДАРЕНКО В.М.</i> К вопросу о моделях евростандартов и СНиП по железобетону .....	30

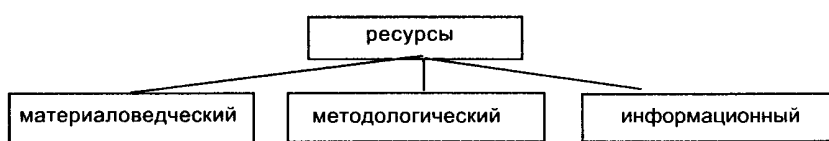
## Ресурсы бетоноведения: фундаментальные и прикладные аспекты

*Тенденции технологии бетона.* Конец XX и начало XXI века ознаменовались важным прорывом в эволюционном характере развития бетоноведения. Несмотря на огромные массивы информации качественного и количественного характера о процессах твердения, роли компонентов и технологических факторов в становлении свойств бетона, бетоноведение как основа технологии оставалось в течение десятилетий несколько консервативным. Прорыв обусловили, во-первых, поиск путей получения бетона с очень высокими показателями прочности — более 100 МПа и долговечности — более 100 лет, а, во-вторых, освоение чрезвычайно эффективных средств строительной химии [1]. С их применением была установлена высокая функциональность самих химических добавок и бетонных смесей с низким (до 0,28) В/Ц, способных к самоуплотнению, вытеснению вовлеченного воздуха, заполнению формооснастки без вибрации, длительному сохранению реологических характеристик, с быстрым набором прочности бетоном, не требующим практически последующего ухода.

Сущность технологического прорыва выразилась в резком повышении функциональности каждого компонента бетона на стадиях изготовления и службы. К примеру, химические добавки [2], оптимизируя условия применения высокодисперсных компонентов, обуславливают снижение содержания крупного заполнителя и нивелируют зависимость прочности бетона от качества контактной зоны “заполнитель-цемент”. Функциональность высокодисперсных компонентов реализуется в значительной степени в микроармированных бетонах без крупного заполнителя с прочностью, приближающейся к прочности алюминия. Изменилась зависимость свойств бетонной смеси и бетона от свойств отдельных компонентов. В

полной мере это относится к цементу. Его функции менее, чем прежде, определяют содержанием  $C_3S$ , тонкостью помола и др. Повысилась эффективность цементов с добавками шлаков и зол-уноса в

Реализовать столь сложные задачи невозможно без использования ресурсов бетоноведения, которые также по функциональному признаку можно разделить согласно схеме:



бетонах новых поколений, названных, как известно, высокофункциональными (HPC), самоуплотняющимися (SCC), реакционно-порошковыми (RPC). Из понятия функция — явление, зависящее от другого и изменяющееся по мере изменения этого другого, исходит термин “высокофункциональные” бетоны. Часто он трактуется неверно — “высококачественные”.

*Объекты бетоноведения.* Десятилетия технология бетона в СССР ориентировалась на заводское производство ЖБИ. В странах СНГ изменились приоритеты бетоноведения:

- товарный бетон для монолитных сооружений;
- ремонт и защита бетона;
- железобетонные изделия, в том числе мелкоштучные бетонные элементы;
- специальные бетоны, изделия и конструкции.

Наметившаяся и уже осуществляемая переориентация сопряжена с постановкой и решением технологических задач на существующей, ослабленной теоретической и экспериментальной базе действующих НИИ и вузов. Можно добавить к этому сложности быстрого освоения норм европейского уровня.

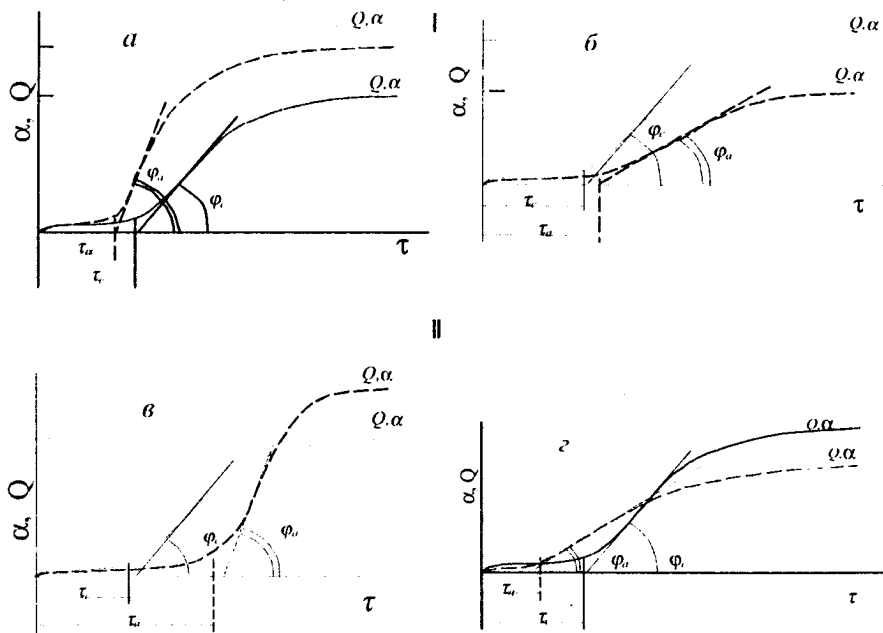
*Материаловедческий ресурс.* Бетоноведение базируется на законах фундаментальных наук химической технологии — физической и коллоидной химии применительно к дисперсным системам. В 60-70 годы результативным было привлечение О.П.Мчедловым-Петросяном аппарата, способов и процедур термодинамики, кинетики гетерогенных реакций, химии поверхностных явлений на границах раздела фаз [4]. На этой основе сформулирован один из принципов бетоноведения — принцип соответствия параметров прилагаемых к твердеющему бетону воздействий (механических, тепловых, химических и др.) кинетическим и термодинамическим характеристикам гидратации цементов. Наиболее существенный фактор — рациональное соотношение использования фундаментальных и прикладных средств для получения новых знаний в технологических целях.

Отсюда вытекает важный принцип материаловедения — принцип единства новых знаний и действий. Он сегодня успешно реализован в бетонах новых поколений. Термин “бетон” теперь трудно уложить в традиционную трактовку пятикомпонентного искусственного каменного

материала из корректно подобранной, тщательно перемешанной и уплотненной бетонной смеси. Скорее бетон рассматривается как эволюционирующая композиционная система с определяющей ролью химических и минеральных дисперсных добавок.

Это направление успешно, в опережающем режиме, развивалось отечественным бетоноведением в НИИЖБе В.Г.Батраковым и его школой [2,5]. Успех во многом определялся привлечением средств и методов фундаментальных наук, в том числе и физического метода микрокалориметрии [6]. Функции добавок (суперпластификаторов и микрокремнезема) рассматривались не только с технологической точки зрения — водоредуцирования, повышения плотности и прочности бетона, но и на основе физико-химических и коллоидно-химических знаний для управления гидратацией и структурообразованием. Достигнутые с учетом явлений аддитивности результаты создания комплексных модификаторов позволили, независимо от ученых Японии и США, получать модифицированные вяжущие и бетоны с очень высокими строительно-техническими свойствами.

Различия в механизмах действия добавок на элементарные стадии (адсорбция, смачивание, химические реакции, зародышеобразование и др.) обуславливают селективность их влияния на кинетику ранней гидратации цементов [7]. Меняется длительность характерных периодов (индукционного, ускоренного, замедленного), интенсивность взаимодействия и пр. В этом плане хорошо совмещаются функции разжижителей и минеральных добавок. Достигается высокая функциональность бетонных смесей — однородность, сохранение подвижности, формуемость и требуемые темпы роста прочности бетона. Однако неполное знание механизмов действия добавок выдвигает ряд материаловедческих задач. Обсуждаются, например, проблемы эффективности и совместимости добавок нового поколения с цементами. Основное внимание уделяется возможностям сохранения реологических свойств бетонной смеси длительное время — до 2 ч. Ак-



Основные (I) и комбинированные (II) схемы влияния добавок

а — ускорение; б — замедление; в — ускорение с начальным замедлением; г — замедление с начальным ускорением

туальна задача количественной оценки совместимости на ранних стадиях твердения, когда в максимальной степени проявляются технологические эффекты. Пока еще не определено понятие "совместимость", как в близких областях материаловедения, например, в химии, технологии полимеров и др. Совместимость можно трактовать как способность добавок обеспечивать технологические эффекты на заданном уровне требуемое время с учетом факторов, действующих на стадиях изготовления и службы бетона.

Несмотря на различия в природе и механизмах действия добавок на твердение и свойства цементов, бетонных смесей и бетонов, можно по данным термокинетического анализа выделить общие закономерности влияния в виде ряда схем (см. рисунок). На зависимостях "теплота гидратации — время"  $Q=f(\tau)$  и/или их аналога "скорость гидратации — время"  $\alpha = f(t)$  выделяются кинетические параметры. Они определяют эффект действия добавок:

$\tau$  — продолжительность индукционного периода;

$\phi$  — максимальная скорость гидратации;

$Q; \alpha$  — степень завершенности гидратации к 24 ч.

Отношения значений этих параметров при твердении цементов и цементов, твердеющих в присутствии добавок, представляют собой меру влияния или критерии эффективности  $K_\tau, K_\phi, K_\alpha$ . В зависимости от того, возрастают или снижаются значения параметров в результате действия добавки, критерии могут иметь знаки "+" или "-". Произведение значений критериев отражает основную интегральную характеристику: индекс совместимости "цемент/добавка".

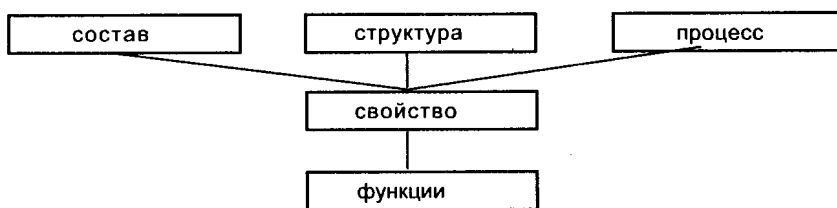
На феноменологическом уровне, таким образом, удается количественно оценить, например, тормозящее действие суперпластификаторов — разжижителей, интенсифицирующее — ускорителей и т.п. [8]. В сочетании с данными физико-механического плана возможно не только констатировать и объяснять полученные результаты, но и прогнозировать их.

Не менее важным ресурсом бетоноведения является обеспечение совместимости ремонтных и защитных материалов и систем. Рассматривая факторы долговечности ремонтируемого бетона, Д.Морган [10]

определяет совместимость как равновесие физических, химических, электрохимических и деформационных характеристик между ремонтными и ремонтируемыми материалами.

Хотелось бы затронуть аспект возможного исчерпания ресурсов самого бетона. Не секрет, что его долговременное и безопасное функционирование во многом обеспечивается непрореагировавшей частью цементного клинкера. Степень гидратации цемента к так называемому марочному возрасту в зависимости от разных факторов колеблется от 30 до 60%. В бетонах новых поколений, особенно реакционно-порошковых, низкой водопотребности, на активированных цементах и т.п., ресурс прочности и долговечности снижается. Хотя высокая плотность, безусадочность, коррозионная стойкость и другие свойства бетона не менее значимы.

Из сказанного можно заключить, что усложнение задач материаловедения не укладывается в традиционную концептуально-познавательную систему "состав – структура – процесс – свойство", так как усложнились взаимосвязи между отдельными составляющими, а важную роль играет функциональность взаимодействующих компонентов. Поэтому ее логично представлять в следующем виде:



Реализация материаловедческих задач сопряжена с корректностью использования методологических подходов.

**Методологический ресурс.** Бетонovedение, как и другие области прикладного материаловедения, формирует специфическую собственную методологическую базу и целесообразно адаптирует фундаментально-исследовательские способы и средства [9], разграничивая при этом возможности фундамен-

тальных (физико-химических, коллоидно-химических, электрохимических) и феноменологических подходов для обоснования рецептурно-технологических решений. В качестве примера приведем работу авторов, разграничивающих физико-химические и феноменологический подходы рассмотрения дискуссионных аспектов механизмов электростатического и стерического действия новых добавок на твердение цемента методами рентгенофазового и калориметрического анализов [11].

Результативность методологических разработок в бетонovedении зависит от соблюдения еще одного значимого принципа соответствия уровней фундаментальных знаний и технологических задач. "Перескок уровней" — типичная ошибка при переносе фундаментальных представлений и законов протекания элементарных реакций и процессов микромира на гетерогенные процессы твердения вяжущих и бетонов. Отсюда неудачные амбициозные попытки создания теории твердения на основе фундаментальных законов растворения, кристаллизации, диффузии, аппарата квантовой химии, теории самоорганизации, представлений о кластерах, фракталах и т.п. Можно констатировать информационную несовместимость теоретических, не подкрепленных экспери-

ментами, подходов с прикладными задачами.

Плодотворна в методологическом плане для теории и практики бетонovedения калориметрия — высокочувствительный и высокоинформационный физико-химический метод оценки тепловых эффектов в результате химических реакций, физико-химических и коллоидно-химических превращений, связанных с твердением и службой бетонов. Действительно, калориметри-

ческий анализ, его разделы — термохимия, термокинетика и термометрия позволили приблизиться к пониманию механизмов и кинетики гидратации, влияния температурных, химических и других воздействий на гидратацию, структурообразование, свойства цементов и бетона [6].

Результативно экспериментально-статистическое моделирование, развиваемое школой проф. В. Вознесенского, при выборе рецептурных решений в полях свойств вяжущих веществ и бетонов [12]. Вообще, моделирование в обеспечении надлежащей функциональности компонентов бетонов на разных стадиях приготовления и службы, постепенно развиваясь, стало составной частью материаловедческих решений, адаптируемых технологиями, вооруженными компьютерными базами данных и знаний, к конкретным технико-экономическим, технологическим и эксплуатационным условиям.

**Информационный ресурс.** Компьютерно-интегрированные банки данных и знаний формируют информационную технологию бетона (ИТБ). Это очень емкое понятие. ИТБ принято представлять как систему получения, накопления, обработки и использования информации в виде нормативно-технологических данных, критериев, правил, моделей и методик.

Предполагается возможность реализации ИТБ на всех переделах технологии и службы бетона. Информация должна быть объективной, достоверной, доступной, целесообразной и включать:

- нормативно-технологические требования, показатели и критерии;
- результаты текущего контроля качества;
- методики, правила и прикладные программы проектирования и корректировки составов;
- модели контроля твердения и прогноза свойств бетона;
- мониторинг бетона при твердении и эксплуатации.

Формирование и эксплуатация банков данных о качестве компонентов и нормативных требованиях не представляет трудностей, подобно выбору способов проектирования составов бетона, адаптированных к реальным условиям производства и

технологическим концепциям. Серьезные сложности представляют задачи наблюдения (мониторинга) и управления твердением (quality management). Мониторинг бетона может предусматривать разработку открытой мультимедийной системы с реляционной базой данных, работающей, например, в LAN/WAN (Local Area Network / Wide Area Network) с бесконтактной связью в среде Windows [13]. В основу ИТБ закладываются производимые непосредственно на объекте (стройплощадке) или дистанционно температурные измерения, результаты калориметрических экспериментов (микро- и псевдоадиабатическая калориметрия), модели кинетики тепловыделения, теплообмена и нарастания прочности. Такое направление реализовано нами в "Термобет" ЖБИ ускоренного твердения и массивных вентилируемых бетонных контейнеров на Запорожской АЭС [6].

При освоении информационных методов, мониторинга в технологии, при ремонте конструкций и сооружений особый интерес представляют задачи прогноза прочности (зрелости) и коррозионного повреждения бетона.

**Заключение.** Технология бетона XXI века, основанная на использовании материаловедческих, методологических и информационных ресурсов бетоноведения, стремительно развивается. Уже сегодня потенциал компьютеризированных систем знаний позволяет переходить к освоению так называемых виртуальных цементов и бетонов [14]. Их технологии при оптимальном сочетании фундаментальных и прикладных аспектов строительного материаловедения — дело недалекой перспективы.

#### Библиографический список

1. Aitkin P.-C. Cement: yesterday and today. Concrete of tomorrow. // Cem. and Concr. Res. 2000, 13. — pp. 1349-1351.
2. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. 2-е изд., М., 1998. — 768 с.
3. Фролов Ю.Г. Курс коллоидной химии: Поверхностные явления и дисперсные системы. М.: Химия, 1989. — 464 с.
4. Мчедлов-Петросян О.П. Химия неорганических строительных материалов. М.: Стройиздат, 1988. — 304 с.
5. Каприелов С.С., Батраков В.Г., Шейнфельд А.В. Модифицированные бетоны нового поколения // Бетон и железобетон. — 2002.

6. Ушеров-Маршак А.В. Калориметрия цемента и бетона. Харьков: "Факт", 2002. — 184 с.

7. Ушеров-Маршак А.В. Кинетическая селективность влияния химических добавок на процессы твердения вяжущих веществ // Неорганические материалы, 2000, т.35, № 12. — с. 1531-1532.

8. Ушеров-Маршак А.В., Першина Л.А. Циак М. Совместимость цемента химическими и минеральными добавками. // Цемент и его применения, ч. I, 2002, № 6. — с. 6-8; там же, ч. II, 2003, № 1.

9. Ушеров-Маршак А.В., Циак М., Бабаевская Т.В. Методологические аспекты современной технологии бетона // Бетон и железобетон. — 2002. — № 1. — с. 5-7.

10. Morgan D. Compatibility of concrete repair materials and systems. Concr. and build. mater. 1996, 10, № 1, p. 56-67.

11. Jolicouer C., Simard M. Chemical Admixture-Cement Interactions: Phenomenology and Physico-Chemical Concepts. // Cem. and Concr. Comp., 1998, 20. — p.87-101.

12. Вознесенский В.А., Ляшенко Т.В. Компьютерное материаловедение и технология бетона. // Будівельні конструкції. К.: НДБіК, 2002, вип.56. — с.217-226.

13. Nowicki R. Information technology in quality management of concrete works. Proc. conf. "Dni betonu", 2002, Szczyrk. — p.64-69.

14. Frohnsdorff G., Clifton J., Garboczi E., Bents D. Virtual cement and concrete. Proc. PCA Emer. Techn. Symp. on Cement in the 21<sup>st</sup> Century, 1995. — p.13.

---

---

## БЕТОНЫ

---

---

В.Г.ДОВЖИК канд.техн. наук (ВНИИжелезобетон)

### Факторы, влияющие на прочность и плотность полистиролбетона

В современном строительстве все большее применение находят строительные материалы, сочетающие высокие теплозащитные свойства, обеспечивающие снижение потерь через наружные ограждающие конструкции зданий при достаточно высокой прочности и долговечности. К таким материалам относится полистиролбетон плотностью 150-600 кг/м<sup>3</sup> и прочностью при сжатии 0,2-3,5 МПа. Он готовится путем интенсивного перемешивания

гранулированного вспененного пенополистирола с насыпной плотностью 7-30 кг/м<sup>3</sup>, цемента, воды, воздухововлекающих и при необходимости других химических добавок. Его нормативные характеристики регламентируются ГОСТ Р 51263-99, разработанным ВНИИжелезобетонном.

Согласно ГОСТ, прочность полистиролбетона зависит, в первую очередь, от его плотности. Эта связь носит степенной характер и в зави-

симости от характеристик цемента и пенополистирольного заполнителя ("ППС") и их соотношения в бетоне соответствует трем уровням (рис.1). Первый уровень характеризует полистиролбетон, приготовленный на высокоактивном вяжущем (40-55 МПа) и "ППС" с оптимальной плотностью, повышающейся по мере увеличения плотности (и прочности) полистиролбетона и возможно меньшем размере зерен и количестве фракций. Применяемый "ППС" дол-

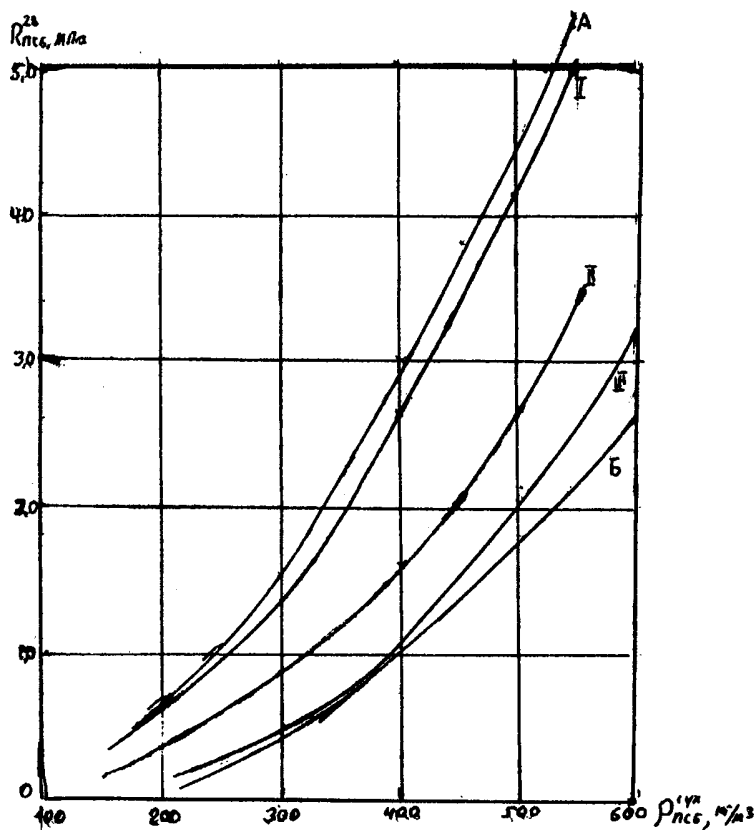


Рис.1 Зависимость между прочностью и плотностью полистиролбетона (по ГОСТ Р 51263-99)

I-III - уровни качества; А и Б - границы кривых  $R_{\sigma}=f(\rho_{\sigma})$  при расчетах по ф-ле (7)

жен готовится вспениванием фракционированного бисерного стирола постоянного химического состава, обеспечивающего постоянство размеров гранул, их структуры и плотности. Второй и третий уровни характерны для бетонов, приготовленных на рядовых цементах с пониженной активностью (35-45 МПа), на крупном многофракционном "ППС" с низкой, не оптимальной для бетонов марок 350-600 плотностью.

Для того, чтобы получать полистиролбетон с заданным (по проектной документации и ТУ) уровнем качества, особенно первым, необходимо иметь количественные зависимости, характеризующие влияние отдельных факторов на его прочность и плотность. Методически такие задачи наиболее целесообразно решать при рассмотрении полистиролбетона как двухкомпонентного композиционного материала, со-

стоящего из пенополистирольных гранул и поризованной цементной матрицы, заполняющей с некоторым избытком межзерновые пустоты в заполнителе. Такой подход применялся автором при исследованиях и создании рациональной технологии керамзитобетона в 1960-1970-х годах, что способствовало разработке нормативной базы для его массового применения в СССР.

При рассмотрении полистиролбетона как двухкомпонентного материала его плотность определяется следующей зависимостью

$$\rho_{псб} = \varphi \rho_{пс} + (1-\varphi) \rho_{ц.м.}, \quad (1)$$

где  $\rho_{псб}$  — плотность бетона в сухом состоянии;  $\rho_{пс}$  — плотность гранул пенополистирола;  $\rho_{ц.м.}$  — плотность цементной матрицы;  $\varphi$  — объемная концентрация гранул пенополистирола.

Характерной особенностью полистиролбетона в сравнении други-

ми легкими бетонами на пористых заполнителях является огромное (в 20-30 раз) различие между плотностью гранул заполнителя и цементной матрицы. Изменение плотности пенополистирола в 3 раза, как следует из расчетов по (1), изменяет плотность полистиролбетона всего на 15-20 кг/м<sup>3</sup> (5-10%). Поэтому регулирование плотности последне-го достигается путем изменения плотности цементной матрицы — содержанием цемента и степени поризации (объема вовлеченного воздуха).

С увеличением плотности цементной матрицы повышается ее прочность. Эта связь носит степенной характер

$$R_{ц.м.} = a \rho_{ц.м.}^m \quad (2)$$

При этом показатель степени "m" для бетонов ячеистой структуры с гомогенной основой (цементный камень) обычно принимается равным 2,0, но он может изменяться в пределах 1,7-2,3 в зависимости от размеров и однородности воздушных пузырьков, вовлеченных в перемешиваемую бетонную смесь. В этом отношении полистиролбетон имеет преимущество перед керамзитобетоном, где поризованная теми же воздухововлекающими добавками растворная составляющая имеет гетерогенную основу, включающую зерна песка (пористого или плотного), что повышает показатель степени "m" до 4,0-4,5. Значение коэффициента "a" зависит от активности цемента, Ц/В, длительности и температурно-влажностных условий твердения. Прочность цементной матрицы, особенно в раннем возрасте, повышается при введении добавок-ускорителей, активизации вяжущего. В то же время уменьшение В/Ц за счет введения добавок-пластификаторов или повышения вязкости поризуемого цементного теста (уменьшение подвижности смеси), как показывают опыты, не приводит к увеличению прочности цементной матрицы и соответственно полистиролбетона, так как требует увеличения объема вовлеченного воздуха для сохранения неизменным объема системы.

Плотность и прочность поризованной цементной матрицы могут быть определены по формулам

$$\rho_{ц.м.} = \frac{1,15Ц}{\frac{Ц}{\rho_{ц.м.}} + B + \frac{V_{в.ц.м.}}{100}} \quad (3)$$

$$R_{ц.м.} = AR_{ц.м.}(\frac{Ц}{B} - v)(1 - \frac{V_{в.ц.м.}}{100})^2 \quad (4)$$

В этих формулах Ц и В – содержание цемента и воды в 1 м<sup>3</sup> матрицы, кг; V<sub>в.ц.м.</sub> – объем вовлеченного воздуха в матрице, %; R<sub>ц.</sub> и ρ<sub>ц.</sub> – соответственно активность и плотность цемента; А и в – эмпирические коэффициенты. Значение А в среднем равно 0,3, в – 0,5. Усредненные зависимости R<sub>ц.м.</sub> = f(ρ<sub>ц.м.</sub>) построены на рис.2 по данным совместного решения уравнений (3) и (4). При выполнении этих расчетов использовали полученные при обобщении результатов исследований по технологии полистиролбетонов усредненные зависимости между В, Ц/В, V<sub>в.</sub> и φ и расходом цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона (рис.3). При этом, учитывая чрезвычайно низкое водопоглощение "ППС", значение Ц/В принимали по номиналу. Усредненные зависимости на рис.2 характеризуют связь между прочностью и плотностью цементной матрицы для цементов марок 400-600 при естественном и ускоренном (при темпе-

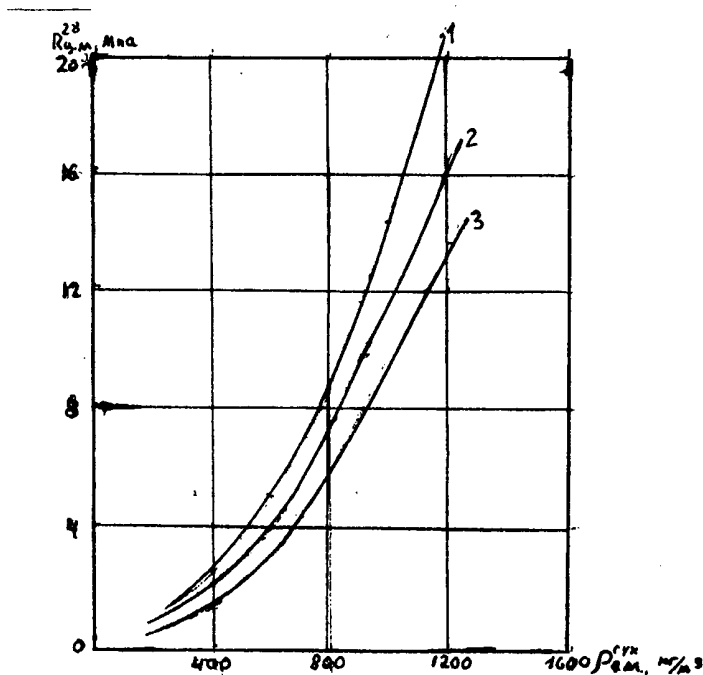


Рис.2 Связь между прочностью и плотностью цементной матрицы  
1 – цемент "600"; 2 – "500"; 3 – "400"

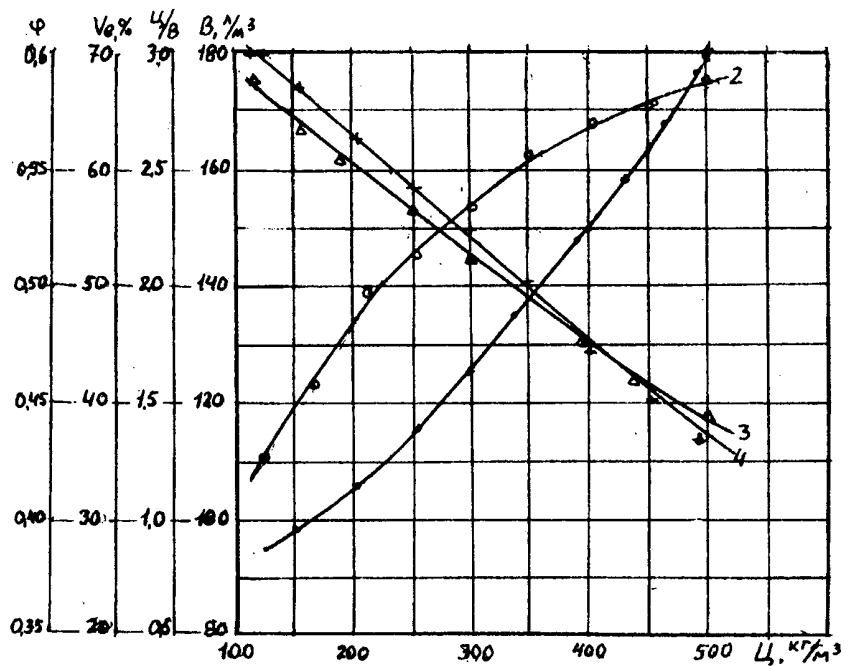


Рис.3 Изменения В, Ц/В, φ и V<sub>в.</sub> при увеличении расхода цемента в полистиролбетоне  
1 – В, л/м<sup>3</sup>; 2 – Ц/В; 3 – V<sub>в.</sub> %; 4 – φ

ратуре 70-80<sup>0</sup>С) твердении в возрасте 28 сут. Математическая обработка этих кривых позволила получить уравнение для расчета прочности

цементной матрицы в зависимости от ее плотности и активности цемента

$$R_{ц.м.} = 0,24 R_{ц.м.} \rho_{ц.м.}^2 \quad (5)$$

где R<sub>ц.</sub> – активность в МПа; ρ<sub>ц.м.</sub> – плотность в г/см<sup>3</sup>.

Прочность полистиролбетона может рассматриваться как прочность цементной матрицы с включением в ее объем шарообразных гранул различного размера (от 0,3 до 20 мм), плотности (от 0,02 до 0,06 г/см<sup>3</sup>) и прочности. На роль последней следует обратить особое внимание. Бытовало мнение, что гранулы полистирола ведут себя в бетоне, как воздушные поры. Между тем при плотности полимера, составляющую твердую среду вспененных гранул порядка 2 г/см<sup>3</sup>, их пористость при плотности 0,02-0,06 г/см<sup>3</sup> составляет 97-98 %. При такой высокой пористости связи между прочностью пенополистирола на растяжение при изгибе, а также величиной усилия для деформации на 10% и его плотностью линейны. При прочности твердой фазы пенополистирола 10-20 МПа прочность гра-



Влияние плотности и размера гранул пенополистирольного заполнителя на прочность полистиролбетона

№ партии «ППС»	Плотность, кг/м <sup>3</sup>		Содержание «ППС» м <sup>3</sup> /м <sup>3</sup>	Размер гранул, мм	φ	Плотность, кг/м <sup>3</sup>		Прочность, МПа		Прочность полистиролбетона, %	R <sub>псб</sub> R <sub>ц.м.</sub>	«n»
	насыпная, ρ <sub>и</sub>	гранул ρ <sub>псб</sub>				цем. матрицы	полистиролбетона	цем. матрицы	полистиролбетона			
1-1	7,3	11,5	0,96	1,25-20	0,61	865	345	8,75	0,46	100	0,052	3,15
2-1	9,5	16,9	0,94	1,25-10	0,50	645	330	4,68	0,67	146	0,143	2,80
3-1	17,1	29,3	0,97	2,5-5,0	0,57	705	320	5,82	0,84	183	0,144	2,28
1-2	7,1	12,0	1,01	1,25-20	0,62	1310	505	18,31	1,03	100	0,056	2,98
2-2	9,8	17,6	1,00	1,25-10	0,56	1160	520	15,10	1,48	144	0,098	2,83
3-2	17,0	27,8	0,98	2,5-5,0	0,60	1195	495	16,55	1,73	170	0,105	2,45
4-1	7,5	12,5	1,02	1,25-10	0,60	505	210	2,48	0,20	100	0,081	2,69
5-1	12,6	20,3	1,00	0,6-10	0,62	505	205	2,48	0,27	135	0,109	2,28
4-2	7,5	12,0	1,01	1,25-10	0,62	745	290	5,58	0,46	100	0,082	2,58
5-2	12,1	20,5	0,98	0,6-10	0,69	670	290	5,37	0,70	152	0,130	2,26
4-3	7,5	12,3	0,98	1,25-10	0,60	870	355	8,95	0,92	100	0,103	2,47
5-3	12,3	19,5	0,99	0,6-10	0,60	895	360	9,62	1,36	148	0,128	2,22
6-1	11,2	21,3	0,97	2,5-10	0,51	385	200	1,76	0,32	100	0,182	2,35
7-1	11,0	19,5	0,92	2,5-5,0	0,52	375	190	1,70	0,44	137	0,259	1,80
6-2	12,0	20,6	0,95	2,5-10	0,58	540	240	2,95	0,45	100	0,153	2,14
7-2	11,9	19,5	0,99	2,5-5,0	0,61	560	230	3,12	0,62	155	0,200	1,70
6-3	11,8	21,8	0,96	2,5-10	0,52	685	340	4,86	0,92	100	0,189	2,24
7-3	10,8	19,5	0,95	2,5-5,0	0,53	680	330	4,81	1,38	150	0,287	1,64

Примечания: 1. Плотность и прочность цементной матрицы рассчитаны по формулам (3) и (4) по данным о составах полистиролбетонов. 2. Величина «n» рассчитана по формуле (6) по результатам определения фактической прочности полистиролбетона, значений R<sub>псб</sub>/R<sub>ц.м.</sub> и φ

нул плотностью 0,02 г/см<sup>3</sup> равна 0,01-0,02 МПа, гранул плотностью 0,06 г/см<sup>3</sup> - 0,04-0,06 МПа, т.е. увеличивается в 3-4 раза. Результаты опытов (табл. 1) показывают, что применение «ППС» с повышенной плотностью и меньшим размером гранул увеличивает прочность полистиролбетона на 35-80%. Причем для данного «ППС» этот эффект от прочности матрицы не зависит.

Учет влияния содержания и характеристик «ППС» на прочность полистиролбетона в соответствии с теоретическими предпосылками механики дисперсных сред может быть осуществлен при представлении прочности полистиролбетона (R<sub>псб</sub>) степенной зависимостью типа

$$R_{псб} = R_{ц.м.} (1-\varphi)^n \quad (6)$$

Решая совместно уравнения (1), (5) и (6), получаем формулу для расчета прочности полистиролбетона заданной плотности

$$R_{псб} = 0,24R_{ц.м.} \left( \frac{\rho_{псб} - \varphi\rho_{псб}}{1-\varphi} \right)^2 (1-\varphi)^n, \quad (7)$$

Пользуясь (7), можно проанализировать влияние характеристик «ППС» и его содержания в бетоне на прочность и плотность полистиролбетона.

Изменение содержания крупного заполнителя в бетоне (φ) может быть вызвано тремя причинами: изменением его расхода в единице объема бетона (V); изменением межзерновой пустотности заполнителя (α) за счет подбора оптимального гранулометрического состава; изменением объема цементной матрицы к объему межзерновых пустот (K<sub>изб.</sub>). Формула для учета влияния этих трех факторов имеет следующий вид

$$\varphi = 1 - V \alpha K_{изб.} \quad (8)$$

Расчеты по этой формуле показывают, что стремление снизить объем межзерновых пустот при прочих равных условиях, необходимых для обеспечения требуемой удобоукладываемости и нерасслаиваемости бетонной смеси, приводит к уве-

личению φ. Так, при уменьшении α с 0,5 до 0,35 при V = 1,0 и K<sub>изб.</sub> = 1,2 значение φ повышается с 0,4 до 0,58. При неизменной плотности полистиролбетона такое увеличение φ, в соответствии с формулой (1), повышает необходимое значение ρ<sub>ц.м.</sub> на 30-40%, что, в соответствии с уравнением (5), увеличивает прочность цементной матрицы в 1,7-2 раза.

Однако в соответствии с формулой (6) при n > 1 прочность полистиролбетона с повышением φ уменьшается тем сильнее, чем больше величина показателя степени «n». Последняя зависит от характеристик «ППС» и снижается от 3 до 1,5 по мере уменьшения размеров пор (гранул), увеличения их плотности (и следовательно прочности) и однородности по размерам и плотности. Приведенные в табл. 2 результаты расчета влияния пустотности и плотности «ППС» на прочность полистиролбетона постоянной плотности показали, что снижение пустотности при одинаковой средней плотно-

Влияние пустотности и плотности пенополистирольного заполнителя на прочность полистиролбетона различных марок по плотности

Марка по плотности полистиролбетона	Средняя плотность гранул «ППС» ( $\rho_{\text{ппс}}$ ), г/см <sup>3</sup>	Объем межзерновых пустот в «ППС» ( $\alpha$ ), %	$\varphi$	Характеристики цементной матрицы		Показатель степени « $n$ »	Прочность полистиролбетона, МПа
				плотность, кг/м <sup>3</sup>	прочность, МПа		
D200	0,02	50	0,4	320	1,4	2,0	0,50
D300	"	"	"	487	2,8	"	1,01
D400	"	"	"	653	5,0	"	1,80
D500	"	"	"	820	7,6	"	2,74
D200	0,02	35	0,58	448	2,4	2,25	0,35
D300	"	"	"	686	5,6	"	0,81
D400	"	"	"	924	10,0	"	1,45
D500	"	"	"	1168	15,7	"	2,28
D200	0,06	50	0,4	292	1,0	1,5	0,475
D300	"	"	"	460	2,5	"	1,16
D400	"	"	"	627	4,6	"	2,14
D500	"	"	"	793	7,4	"	3,44
D200	0,06	35	0,58	393	1,9	1,75	0,43
D300	"	"	"	670	4,7	"	1,05
D400	"	"	"	870	8,8	"	1,97
D500	"	"	"	1107	14,5	"	3,25

сти зерен за счет больших  $\varphi$  и  $n$  снижает прочность полистиролбетона марки D200-D500 на 17-30% при средней плотности гранул пенополистирола 0,02 г/см<sup>3</sup> и на 8-10% при средней плотности 0,06 г/см<sup>3</sup>.

Таким образом, попытка повысить эффективность полистиролбетона за счет применения «ППС» с минимальной пустотностью, являющаяся одной из основ патента РФ № 2169132, не корректна. Предлагаемый в патенте зерновой состав дает определенный эффект (повышение прочности на 15-30%, по сравнению с показателями ГОСТ – II уровень качества) не из-за минимальной пустотности «ППС», а вследствие преобладания в нем гранул размером 0,3-1,2 мм, уменьшающих показатель степени « $n$ » «ППС». Снижение пустотности пенополистирола, не улучшая свойства бетона, увеличивает стоимость его, так как содержание пенополистирола по массе повышается на 4-11 кг/м<sup>3</sup> (на 45%), а стоимость этого компонента составляет 60-80% стоимости материалов на 1 м<sup>3</sup> бетона.

При расчетах, результаты которых приведены в табл.2, была принята тенденция увеличения значения показателя степени « $n$ » по мере снижения плотности заполнителя и количества фракций, что подтверж-

дается данными экспериментов, приведенных в табл. 1.

Для более детального рассмотрения влияния различных факторов на прочность и плотность полистиролбетона были проведены расчеты по (7) при варьировании значений  $\varphi$  и « $n$ » в широких пределах (см.рис.4). При проведении расчетов  $R_{\text{ц}}$  принималось равным 50 МПа, значение  $\rho_{\text{ппс}} - 0,03$  г/см<sup>3</sup>. Расчеты показали, что с увеличением  $\rho_{\text{ппс}}$  от 0,015 до 0,06 г/см<sup>3</sup> при неизменных значениях  $\varphi$  и « $n$ » прочность полистиролбетона снижается на 5-10%. Однако это снижение не соответствует действительности, так как значение « $n$ » с повышением плотности «ППС» уменьшается (с 2,7-3,0 до 1,5-1,8), что приводит к существенному росту (на 60-70%)  $R_{\text{псб}}$ .

При анализе полученных результатов обращает на себя внимание совпадение расчетных кривых и значений  $R_{\text{псб}}$  с нормативными, приведенными в ГОСТе (кривые А и Б на рис.1, соответствующие граничным условиям расчета совпали с крайними нормированными кривыми I и III). Проведенные эксперименты и расчеты по (7) прочности 80 составов полистиролбетона марок D150- D500, приготовленного с применением 20 различных видов «ППС», отличающихся крупностью,

плотностью и прочностью гранул, подтвердили достоверность и точность предложенной формулы. В 50 % случаев расхождение между расчетными и экспериментальными значениями прочности не превышало  $\pm 5\%$ , а в 84% случаев —  $\pm 15\%$ . Среднеквадратичное отклонение составило 10,8%.

Расчеты по (6) показывают, что с увеличением прочности цементной матрицы прочность полистиролбетона повышается по линейному закону и тем больше, чем ниже объемная концентрация «ППС» и величина показателя степени « $n$ ». При  $\varphi = 0,3-0,4$  и « $n$ » = 1,5-2,0  $R_{\text{псб}}$  с увеличением  $R_{\text{ц.м.}}$  от 0 до 10 МПа возрастает до 3,6-5,8 МПа. При  $\varphi = 0,5-0,6$  и « $n$ » = 2,0-2,5  $R_{\text{псб}}$  повышается лишь до 0,6-1,8 МПа.

Анализ кривых на рис.4 позволяет выявить влияние содержания «ППС» и его качественных характеристик на прочность полистиролбетона при неизменной плотности. При высоком содержании «ППС» в бетоне ( $\varphi=0,6$ ) улучшение его характеристик (уменьшение « $n$ » с 3 до 1,5) повышает прочность полистиролбетона независимо от его марки в 3-4 раза. При пониженном содержании «ППС» ( $\varphi=0,3-0,4$ ) роль его качества уменьшается. Прочность бетона увеличивается всего в 1,5-1,8

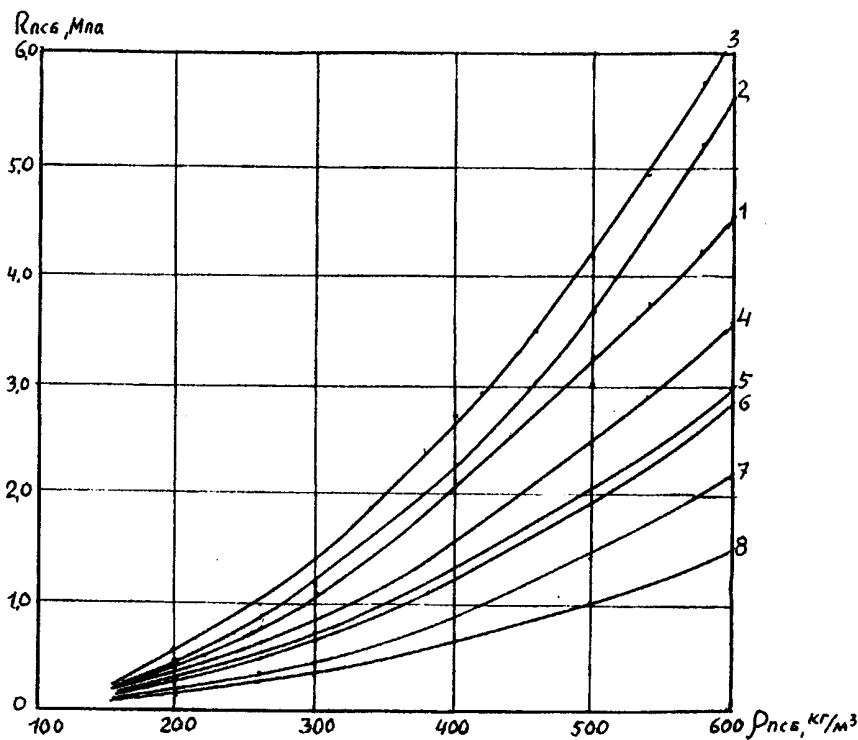


Рис.4 Зависимость между прочностью и плотностью полистиролбетона  
1-3  $n=1,5$ ; 4,5  $n=2,25$ ; 6-8  $n=3,0$ ; 1,4,6  $\varphi=0,3$ ; 2,7  $\varphi=0,45$ ; 3,5,8  $\varphi=0,6$

раза. Таким образом, с увеличением содержания "ППС" его свойства оказывают на прочность бетона все большее влияние. При использовании "ППС" с низкой характеристикой качества ( $n=2,5-3$ ) для получения требуемой прочности полистиролбетона следует повышать прочность цементной матрицы в 1,5-3 раза, что приводит к увеличению плотности полистиролбетона и расхода цемента. Влияние содержания "ППС" на прочность полистиролбетона зависит от характеристики "n" и марки бетона. При низком качестве ( $n=3$ ) независимо от марки полистиролбетона при уменьшении  $\varphi$  с 0,6 до 0,3 прочность возрастает на 40-50%. При среднем качестве ( $n=2,5$ ) при изменении  $\varphi$  в тех же пределах прочность полистиролбетона постоянной плотности остается практически неизменной (отклонение в пределах 2-8%), что подтверждает сделанные ранее на основе экспериментальных работ выводы о возможности изменения содержания "ППС" от 1,0 до 0,7 м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup> при неизменной прочности и плотности полистиролбетона. При наивысшем

качестве "ППС" ( $n=1,5-1,8$ ) увеличение его содержания повышает прочность полистиролбетона на 10-30%.

При оценке влияния "n" следует учитывать, что его величина снижается по мере увеличения насыпной плотности пенополистирола. По данным опытов, приведенным в табл. 1, величина "n" составила: 3,06 для "ППС" № 1 с насыпной плотностью ( $\rho_n$ ) 7-7,5 кг/м<sup>3</sup> фракции 1,25-20 мм; 2,80 – для "ППС" №2 с  $\rho_n$  9-10 кг/м<sup>3</sup> фракции 2,5-10 мм; 2,37 – для "ППС" № 3 с  $\rho_n$  17 кг/м<sup>3</sup> фракции 2,5-5 мм; 2,54 – для "ППС" № 4 с  $\rho_n$  7,5 кг/м<sup>3</sup> фракции 1,25-10 мм; 2,28 – для "ППС" № 5 с  $\rho_n$  12,5 кг/м<sup>3</sup> фракции 0,6-10 мм; 2,24 – для "ППС" № 6 с  $\rho_n$  11-12 кг/м<sup>3</sup> фракции 2,5-10 мм и 1,7 – для "ППС" № 7 с  $\rho_n$  11-12 кг/м<sup>3</sup> фракции 2,5-5 мм. Это явление связано, в первую очередь, с указанным выше повышением прочности гранул заполнителя. Кроме того, при одинаковой плотности прочность гранул может отличаться в 2-3 раза, что объясняется различной прочностью твердой фазы гранул (полимера), размером и однородно-

стью пор в гранулах. Соотношение "прочность-плотность гранул "ППС" зависит от свойств сырья и режима вспенивания. Различия в прочности "ППС" одинаковой плотности подтверждается результатами испытаний ППС № 6 и № 7 (табл.1). При одинаковой плотности (11-12 кг/м<sup>3</sup>) за счет повышенной прочности ППС № 7 прочность полистиролбетона повысилась на 35-55 %, что вызвано снижением "n" с 2,24 до 1,71.

В среднем для "ППС" с  $\rho_n = 7-12$  кг/м<sup>3</sup> значение "n" находится в пределах 2,5-3,0; при  $\rho_n = 15-20$  кг/м<sup>3</sup> – 2,05-2,5; при  $\rho_n = 25-30$  кг/м<sup>3</sup> – 1,5-2,0. Наряду с ростом плотности гранул показатель "n" снижается по мере уменьшения их среднего размера и количества фракций. При однофракционном "ППС" 2,5-5 мм со средним размером гранул 3,5-4 мм значение "n" находится в пределах 1,5-2,0. При многофракционном "ППС" 1,2-20 мм или 0,6-10 мм со средним размером гранул 5-8 мм "n" равен 2,5-3,0.

Математическая обработка экспериментальных данных по прочности полистиролбетонов различных составов позволила получить усредненные зависимости между плотностью, прочностью и размером гранул "ППС" и показателем степени "n". На этой основе созданы методика расчета и назначения состава полистиролбетона, включающая оптимальные значения показателя "n" применяемого "ППС" для получения полистиролбетона с максимальной прочностью при наименьшей плотности.

Помимо характеристик "ППС", на прочность полистиролбетона влияет активность применяемого цемента. Эта зависимость носит линейный характер и определяется формулами (5) или (7). При замене марки "500" цементами марок "400" или "600" прочность полистиролбетона изменяется соответственно на  $\pm 20\%$ .

Соответственно с изменением прочности полистиролбетона при вариации его состава или свойств применяемых материалов может изменяться его плотность. Величина изменения плотности зависит от показателя степени кривых  $R_b = f(\rho_b)$ , приведенных на рис. 1 и 4. В узком диапазоне изменения плотности (2-3 соседние марки) зависи-

мость  $R_{псб} = f(\rho_{псб})$  для полистиролбетона может приниматься линейной

$$R_{псб} = v \rho_{псб} - a, \quad (9)$$

где значения эмпирических коэффициентов изменяются в широких пределах от 0,9 до 3,0 для "а" и от 5,0 до 11,0 для "в".

Применение "ППС" высшего и среднего качества ( $n=1,5-2,0$ ), по сравнению с "ППС" низкого качества ( $n=2,5-3,0$ ), позволяет при неизменной прочности снижать плотность полистиролбетона на 50-300 кг/м<sup>3</sup> (30-70%), и этот эффект повышается с увеличением требуемой прочности.

Влияние свойств и содержания пенополистирольного заполнителя на прочность полистиролбетона существенно отличается от влияния обычных пористых заполнителей на прочность легких бетонов. Так, для наиболее распространенного и изученного керамзитобетона соотноше-

ние между прочностью бетона и его растворной составляющей ( $R_6/R_p$ ) изменяется в пределах 0,3-2,5 в зависимости от соотношения ( $R_p/R_k$ ) и  $\varphi$ . Для полистиролбетона это соотношение изменяется в пределах 0,07-0,4, зависит от  $\varphi$ , характеристик "ППС" и мало зависит от  $R_{ц.м.}$ . Эти различия являются следствием разных условий разрушения сопоставляемых бетонов. Для керамзитобетона характерно хрупкое разрушение за счет превышения предельных деформаций зерен пористого заполнителя при высоких значениях  $R_p/R_k$  или растворной составляющей при малых значениях  $R_p/R_k$ , а также наличие так называемой "предельной прочности", при которой дальнейшее увеличение  $R_p$  не приводит к росту  $R_6$ .

Для полистиролбетона при разрушении характерны пластические деформации, обусловленные большой деформативностью гранул "ППС", релаксирующих напряже-

нагружении. Чем меньше размеры гранул "ППС", различия в их размерах и плотности, а также выше плотность и прочность гранул, тем выше прочность бетона. В то же время независимо от свойств заполнителя и его содержания в бетоне с повышением прочности цементной матрицы прочность полистиролбетона всегда повышается. Ограничения по использованию на практике этого эффекта связаны с увеличением расхода цемента и плотностью полистиролбетона.

Приведенные в настоящей статье результаты исследований факторов, влияющих на прочность и плотность полистиролбетона, и полученные на их основе теоретические зависимости, связывающие эти его важнейшие характеристики, позволяют осуществлять научно обоснованный подход к выбору рациональных характеристик пенополистирольного заполнителя и получать полистиролбетон с наилучшими свойствами.

М.И.БРУССЕР, канд. техн. наук (НИИЖБ); И.Д.ЕРШОВ, инж. (ООО "Корпорация Гарантия-Строй")

## Нормирование и оценка показателей качества декоративного бетона

В современных условиях одними из главных требований, предъявляемых к облицовочным материалам, являются эстетические. Большие возможности получения поверхности с широким спектром декоративных свойств имеются у декоративного бетона. Это связано с тем, что бетон – это искусственный композиционный материал, которому возможно придать в широком диапазоне разнообразные как физико-механические, так и декоративные свойства.

В настоящее время существует множество проблем, связанных с массовым производством декора-

тивного бетона, что в значительной степени сдерживает широкое применение его в различных областях строительства.

Важным показателем качества декоративной поверхности бетона является цвет. Существующие стандарты на выпуск продукции из декоративного бетона не предъявляют четких количественных требований к цвету готовой продукции, а также не устанавливают методов испытаний для него. Вся существующая на сегодняшний день система нормирования показателей качества декоративного бетона привязана к созданию эталона и сравнению

с ним фактического качества декоративной поверхности визуальным способом (ГОСТ 13015.0-83, ГОСТ 13015.1-81, ГОСТ 6133-84, ГОСТ 6927, ГОСТ 9818).

В основе визуальной оценки цвета положены три фактора, влияющие на цветовое восприятие поверхности: источник света, образец и наблюдатель.

На рис. 1. показана схема отражения белого света, падающего на красный образец. При этом часть света поглощается, а часть отражается. В данном случае значительная часть спектра, в том числе синий, зеленый и желтый свет, погло-

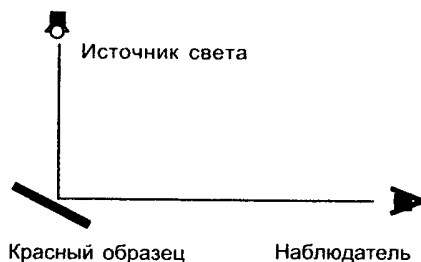


Рис. 1. Факторы, формирующие восприятие цвета

щается, а красный - отражается, как это показано на рис. 2.

Известно, что глаз человека реагирует с изменяющейся чувствительностью на цветовой контраст, например: глаз более чувствителен к зеленому цвету, чем к синему и красному. Известно также, что у разных наблюдателей возникают различные зрительные ощущения. Поэтому назрела необходимость создания объективной методики оценки цвета бетона, которая позволит количественно характеризовать этот параметр.

Следует отметить, что зрительное восприятие цвета в значительной степени зависит от условий освещения, как это видно из таблицы.

На основании изложенного можно сделать вывод, что существующие методы испытаний и критерии оценки цвета декоративного бетона не отвечают современным требованиям. Поэтому для получения заданных показателей качества цвета декоративного бетона необходимо разработать количественную

Естественное освещение	Искусственное освещение лампами		
	накаливания	люминесцентными	ртутными
Фиолетовый	приобретает коричневый оттенок	сереет	сереет
Пурпурно-красный	сереет	сереет	становится пурпурным
Оранжево-красный	не меняется	тускнеет	приобретает коричневый оттенок
Оранжевый	бледнеет	сереет	сереет
Желтый	бледнеет	сереет	зеленеет
Зеленый	желтеет	сереет	становится более насыщенным

методику определения, контроля и оценки этого параметра.

В результате проведенных исследований были сформулированы предложения по нормированию показателей качества декоративного бетона. Такими показателями, являются цвет, фактура и текстура.

1. Цвет – это свойство поверхности декоративного бетона отражать часть спектра определенных длин волн. Цвет характеризуется следующими показателями: "L" - светлота; "C" - насыщенность; "h<sub>cb</sub>" - цветовой тон.

Для бетона, имеющего в большинстве случаев шероховатую лицевую поверхность, очень важно оценку цвета проводить с учетом другого декоративного свойства – фактуры, поскольку незначительное ее изменение весьма существенно

меняет оттенок цвета декоративного бетона.

2. Фактура - это видимый рельеф лицевой поверхности. Характеризовать фактуру предлагается через виды фактурной поверхности бетона: гладкие фактуры (от зеркально блестящих до шероховато ровных); рельефные. В том числе организованная рельефная фактура - с равномерно повторяющейся геометрической криволинейностью рельефа; неорганизованная рельефная фактура – с неравномерной, хаотической криволинейностью рельефа.

Категории фактурной поверхности бетона предлагается разделить на два вида: гладкие и рельефные. При этом первый вид состоит из категорий от Ф1 – "полированная" до Ф10 – "высечка". Второй вид включает в себя категории фактурной поверхности от Ф11 – "бучарда" до Ф19 – "раскалывание или скалывание" и Ф20 – "коннелюр-формование".

3. Текстура – это рисунок поверхности материала, образованный выходящими на лицевую поверхность составляющими бетона, имеющими разный цвет.

Декоративным свойством "Текстура" можно характеризовать поверхность бетона, прошедшую специальную обработку, в результате которой выявлен рисунок на ее лицевой поверхности, а также рисунок на поверхности, полученный из двух составов разного цвета, не

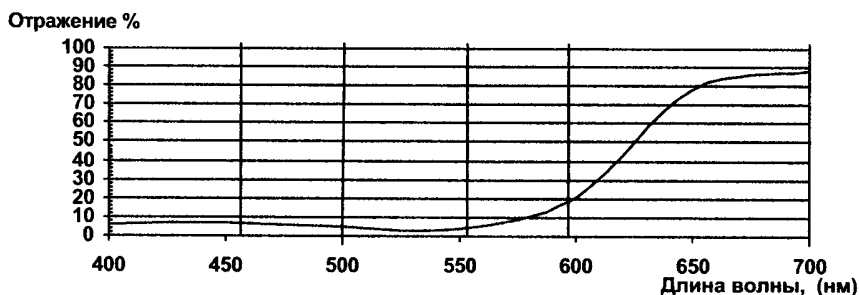


Рис. 2. Кривая отражательной способности красного образца в диапазоне видимого спектра длин волн

400-460 нм — фиолетово-синий диапазон; 460-500 нм — сине-зеленый диапазон; 500-560 нм — зеленый диапазон; 560-590 нм — желто-оранжевый диапазон

полностью смешанных между собой. Для того, чтобы оценить соответствие текстуры заданной, необходимо выделить параметры, используя индивидуальные особенности текстур, на соответствие которым требуется ее контролировать. Самый простой пример контроля текстуры – по количеству и площади зерен заполнителя, выделяющегося по цвету от общего фона лицевой поверхности на единице площади.

Создать объективную методику оценки цвета бетона, позволяющую производить количественную оценку цвета видимого спектра, возмож-

но при использовании компараторов цвета. Эти приборы предназначены для определения характеристик цвета и белизны. Применение прибора рекомендовано ГОСТ 16873-92 “Пигменты и наполнители неорганические. Методы определения цвета и белизны”.

Принцип проведения испытаний на отечественном компараторе цвета КЦ-3 при расчете координат цвета заключается в измерении цветовых характеристик и белизны образца измерения. Координаты цвета, определенные на этом приборе (система “XYZ”), пересчитываются в координаты цвета международной,

общепринятой системы CIELAB, в которой цвет характеризуется тремя показателями: светлотой, насыщенностью и цветовым тоном.

Показатель качества декоративного бетона – цвет должен быть зафиксирован в архитектурной части проекта тремя вышеперечисленными показателями. Решение вопроса количественной оценки характеристик цвета позволит проектировщикам четко формулировать требования к декоративным свойствам бетонов, а производителям облицовочных материалов и строителям реализовать эти требования в готовой продукции.

---

## АРМАТУРА

---

*С.А.МАДАТЯН, д-р техн. наук, проф., В.В.ДЕГТЯРЁВ, канд. техн. наук, Б.Н.ФРИДЛЯНОВ, Д.Е.КЛИМОВ, инженеры (НИИЖБ)*

### **Прочность и деформативность опрессованных растянутых соединений арматуры**

В настоящее время в России широко развивается строительство из монолитного железобетона. При проектировании и возведении монолитных зданий и сооружений возникает проблема соединения стержней арматуры, так как длина поставляемых металлургическими предприятиями стержней ограничена условиями транспортировки и не превышает 12 м.

В нашей стране применяются в основном две группы соединений арматуры: сварные и нахлесточные. Причём от применения сварных соединений строители отказываются, что связано с высокой стоимостью электроэнергии; необходимостью привлечения высококвалифицированных сварщиков; более сложным контролем качества.

Наиболее простым способом соединения стержневой арматуры является соединение внахлестку без сварки, когда усилия с одного стыкуемого стержня на другой пе-

редаются за счёт сил сцепления через окружающий бетон. Являясь наиболее простыми, соединения внахлестку имеют ряд существенных недостатков, к которым можно отнести: значительный перерасход арматуры за счёт перепуска стержней, достигающий 20 %; необходимость установки дополнительной поперечной арматуры в зоне соединения; затруднение бетонных работ в густоармированных конструкциях вследствие скопления в одном сечении (в зоне соединений) большого количества стержней (в некоторых случаях это вызывает необходимость увеличения размеров поперечного сечения элемента). Кроме того, в ряде конструкций соединения внахлестку вообще не допускаются. Альтернативным способом соединения стержневой арматуры периодического профиля является опрессовка муфты, представляющей собой толстостенную бесшовную трубу, вокруг концов

стыкуемых стержней. Соединения, полученные таким способом, были названы опрессованными (обжатыми) и уже нашли применение в строительстве [1, 2]. Опрессовка может производиться на мобильном оборудовании в условиях стройплощадки или стационарно в заводских условиях. В настоящее время фирма “Спрут” изготавливает мобильные обжимные прессы для соединения стержней диаметром 16-36 мм на строительной площадке. Это оборудование доступно и может быть применено и применяется на строительных объектах.

Необходимость проведения исследований растянутых обжимных соединений арматуры обусловлена тем, что в настоящее время такие соединения применяются с муфтой длиной 8-10d (d – диаметр стыкуемых стержней), принятой на основании исследований [1, 2]. Вместе с тем, длина муфты обжатых соединений, применяемых в

США, составляет приблизительно 5d [3].

Кроме того, в исследованиях [1, 2] не измерялись пластические деформации соединений. Это в большой степени связано с тем, что нормативные документы [4, 5] предъявляли к обжимным соединениям только требования прочности, а деформативность соединений не ограничивали. Анализ норм проектирования железобетонных конструкций разных стран показал, что большинством из них, наряду с требованиями к прочности механических соединений, устанавливаются требования к их деформативности.

В процессе выполнения настоящей работы были разработаны Рекомендации по механическим соединениям арматуры [6]. В них, по аналогии с иностранными нормами проектирования, были установлены следующие требования к прочности и деформативности растянутых соединений: временное сопротивление соединений должно быть не менее браковочного значения временного сопротивления стержней; пластические деформации соединения  $\Delta$  при напряжениях, равных  $0,6\sigma_T$  ( $0,6\sigma_{0,2}$ ) ( $\sigma_T$  ( $\sigma_{0,2}$ ) — браковочное значение физического (условного) предела текучести соединяемых стержней), должны быть не более 0,1 мм. При этом напряжения в муфте должны достигать предела текучести при нагрузке не меньшей, чем нагрузка предела текучести соединяемых стержней.

Целью исследований, результаты которых приведены в настоящей статье, было определение геометрических размеров муфт и усилий обжатия, обеспечивающих выполнение требований прочности и деформативности, установленных для растянутых соединений.

В процессе выполнения настоящей работы был изготовлен и испытан 61 образец соединений арматуры класса А500С диаметрами 16, 25, 32 и 36 мм. Испытывалось по 2-3 образца-близнеца. Механические свойства арматуры по результатам испытаний образцов, а также фактические значения относительной площади поперечных ребер приведены в табл. 1.

Варьируемыми факторами эксперимента были: длина муфты (здесь и в дальнейшем по тексту

Таблица 1

Механические свойства арматуры и относительная площадь поперечных ребер

Класс арматуры	d, мм	A <sub>s</sub> , мм <sup>2</sup>	$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	$\sigma_B$ , Н/мм <sup>2</sup>	$\delta_5$ , %	$\delta_p$ , %	f <sub>r</sub>
А500С	16	208,3	535,0	643,3	18,8	8,0	0,078
	25	473,8	580,0	730,0	11,7	8,0	0,061
	32	796,0	500,0	681,2	23,3	13,4	0,066
	36	994,3	650,0	729,5	18,3	8,0	0,075

Таблица 2

Механические свойства труб и круга в состоянии поставки

Труба (круг) наружным диаметром	Марка стали и технология изготовления	$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	$\sigma_B$ , Н/мм <sup>2</sup>	$\delta_5$ , %	$\delta_p$ , %
50	Ст20 х/д	383,6	508,8	—	10,0
63,5	Ст20 г/д	390,3	476,8	—	4,2
70	Ст10 г/д	321,4	451,1	21,0	12,9
32	Ст3 г/д	279,0	435,5	18,8	8,0

под длиной муфты понимается длина обжатой части муфты, необходимые пояснения будут даны ниже) — 2d; 2,3d; 4d; 4,6d и 5d; усилие обжатия — 50,6; 61,9 и 78,8 т; толщина стенки муфты  $\approx$  7; 9; 10,5 и 12 мм и диаметр арматуры — 16, 25, 32 и 36 мм.

Исследования влияния длины муфты, усилия обжатия и толщины стенки муфты на прочность и деформативность соединений проводились на стержнях диаметром 32 мм. Затем были испытаны образцы соединений арматуры диаметром 16, 25 и 36 мм с длиной муфты, обеспечивающей выполнение требований прочности и деформативности для соединений арматуры диаметром 32 мм.

Муфты для соединений арматуры диаметром 25, 32 и 36 мм изготавливались из толстостенных бесшовных труб наружным диаметром соответственно 50, 63,5 и 70 мм с толщиной стенки 10 и 14 мм. Круг диаметром 32 мм использовался для изготовления муфт для соединений арматуры диаметром 16 мм.

Для получения необходимой толщины стенки муфты обтачивались снаружи. Механические свойства труб и круга в состоянии поставки (до обтачивания), полученные в результате испытаний, представлены в табл. 2.

По внутреннему диаметру муфт и диаметру стержней (по ребрам) вычислялся зазор между арматурным стержнем и муфтой, который для всех испытанных образцов изменялся от 0,86 до 2 мм на одну сторону.

Опрессовка муфт производилась многократным обжатием (оборудование фирмы "Спрут", генеральный директор В.И. Губин) с промежутками между площадками приложения давления равными 2-5 мм. На рис. 1 показан вид образца соединения после обжатия.

Так как опрессовка муфт многократная, то, на наш взгляд, работа соединения определяется не общей длиной муфты, а длиной её обжатой части. Этот параметр в дальнейшем использовался при анализе результатов испытаний. Штампы для

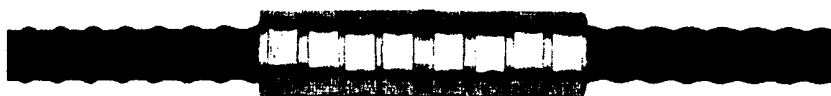


Рис. 1. Образец соединения арматуры после обжатия

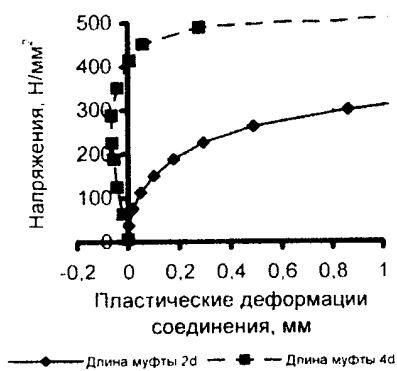


Рис. 2. Характерные зависимости напряжений от пластических деформаций соединения

опрессовки, в форме шестиугольника (при полном их сведении), входили в комплект обжимного пресса. Площадь штампа была равна: для стержней диаметром 16 мм – 1584 мм<sup>2</sup>, 25 мм – 2400 мм<sup>2</sup>, 32 мм – 2497,5 и 2448 мм<sup>2</sup> (в зависимости от толщины стенки муфты), 36 мм – 2497,5 мм<sup>2</sup>. Влияние формы и размеров штампов в настоящей работе не исследовалось.

Образцы соединений были испытаны на растяжение. В процессе испытаний измерялись деформации образца с использованием индикаторного тензометра конструкции НИИЖБ с индикаторами часового типа (цена деления 0,01 мм).

По полученным при испытаниях данным определяли временное сопротивление и пластические деформации соединений  $\Delta$  на каждом этапе нагружения. Строились зависимости напряжений в соединении от его пластических деформаций (рис.2).

Пластические деформации соединения определялись как разность между абсолютными деформациями, полученными в процессе испытаний, и абсолютными упругими деформациями целого стержня, посчитанными на той же базе (модуль упругости целого стержня был принят равным  $2 \cdot 10^5$  Н/мм<sup>2</sup>). То есть пластические деформации соединения показывают деформативность соединения по сравнению с целым стержнем в упругой стадии работы последнего.

Для количественной оценки де-

формативности соединений вычислялись значения напряжений при пластических деформациях, равных 0,1 мм.

При испытаниях соединений наблюдалось два характера разрушения:

1. Срез поперечных ребер арматуры и металла муфты, заполняющего промежутки между поперечными ребрами. Такой характер разрушения был характерен для соединений с короткой муфтой (2 и 2,3d) и небольших усилий обжатия (50,625 т).

2. Разрушение соединения по основному металлу арматурного стержня. Таким образом разрушались соединения с длинной муфтой (4–5d) и большим усилием обжатия (78,75 т), обеспечивающими развитие напряжений сцепления между муфтой и стержнями, достаточных для развития напряжений в соединении, равных временному сопротивлению арматурных стержней.

Еще одним возможным характером разрушения является разрыв муфты, но при проведении настоящей работы геометрические размеры муфты подбирались таким образом, чтобы исключить данный вид разрушения.

При достаточных (для обеспечения равнопрочности соединения и целого стержня) длине муфты и усилия обжатия на начальных этапах нагружения наблюдались отрицательные значения пластических деформаций соединения (см. рис. 2). Очевидно, что пластические деформации соединения включают в себя сдвиг стержней относительно соединительного элемента и деформации самого соединительного элемента. Для соединений с длинными муфтами (4–5d), обжатыми большим усилием (78,75 т), на начальных этапах нагружения сдвиг стержней относительно муфты незначителен, а площадь сечения муфты превышает площадь арматуры при одинаковом модуле упругости. Поэтому жесткость соединения получается больше жесткости целого стержня. При нагрузках, близких к усилиям, соответствующим пределу текучести арматуры, сдвиг стержней относительно муфты резко увеличился, и пластические деформации

переходили в область положительных значений.

Для соединений с короткой муфтой (2 и 2,3d) и небольшим усилием обжатия (50,625 т) пластические деформации соединения были положительными с первых этапов нагружения (см. рис. 2).

Исследования влияния длины муфты на прочность и деформативность соединений показали, что для всех исследованных толщин стенки муфты и усилий обжатия прочность соединений растет с увеличением длины муфты. То же характерно и для напряжений при пластических деформациях 0,1 мм.

Длина муфты, равная 4–5d, для всех исследованных толщин стенки муфты обеспечивает выполнение требований прочности и деформативности, предъявляемых к соединениям. При этом для обжатия муфт с толщиной стенки 7, 9 и 10,5 мм достаточно усилия 61,875 т, а для муфт с толщиной стенки 12 мм – не менее 78,75 т.

Проведенные испытания показали, что на работу соединений значительное влияние оказывает соотношение жесткости муфты (толщины стенки) и усилия обжатия. Так, при толщине стенки муфты  $\approx 12$  мм с увеличением усилия обжатия от 50,625 т до 78,75 т прочность соединений возрастает практически линейно в 3,5 и 2,7 раза соответственно при длине муфты 2d и 4d. При этом деформативность уменьшается соответственно в 4,9 и 8,5 раз. С уменьшением толщины стенки муфты влияние усилия обжатия (в исследованных пределах её изменения) на работу соединений падает. Так, при  $t \approx 7$  и 9 мм усилие обжатия не оказывало влияния на работу соединений. То есть подтверждается очевидный факт, что при меньшей толщине стенки муфты необходимо меньшее усилие обжатия для полного заполнения металлом муфты пространства между поперечными ребрами арматуры.

Результаты проведенных в настоящей работе исследований влияния толщины стенки муфты на прочность и деформативность соединений (рис. 3 и 4) позволили установить факт существования оптимальной толщины стенки муфты. При толщине, меньшей или большей этой оптимальной величины,



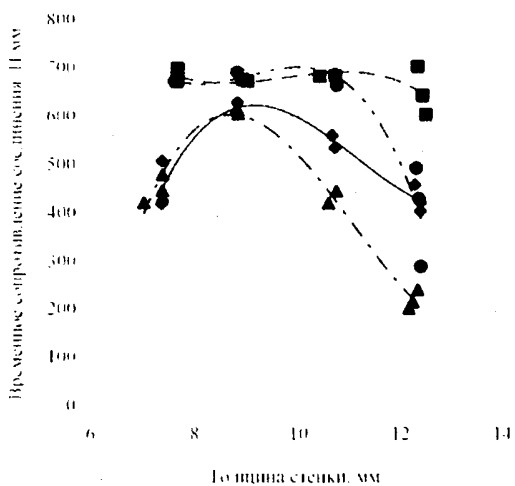


Рис. 3. Зависимость прочности соединений от толщины стенки муфты

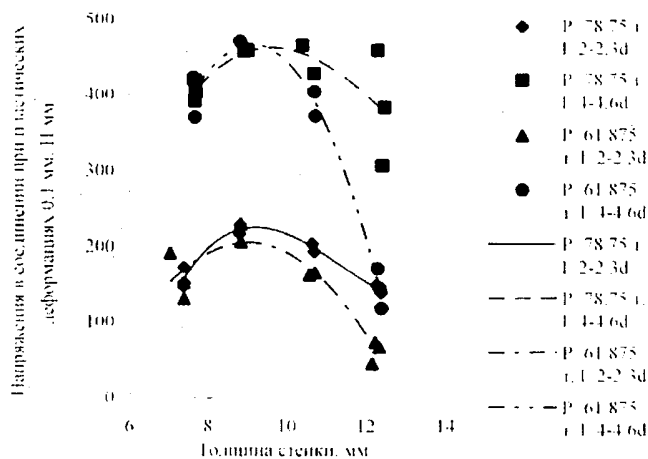


Рис. 4. Зависимость напряжений в соединении при пластических деформациях 0,1 мм от толщины стенки муфты

прочность соединений уменьшается, а деформативность возрастает.

В проведенных исследованиях увеличение толщины стенки муфты от 7 до 10,5 мм, при длине муфты 4,6d и усилиях обжатия 61,875 и 78,75 т, не привело к какому-либо изменению прочности соединений, так как такой длины муфты и усилия обжатия достаточно для обеспечения равнопрочности соединений. Увеличение толщины стенки муфты до ≈ 12 мм и уменьшение длины муфты до 4d привело к снижению прочности соединения приблизительно на 5 % при усилии обжатия 78,75 т, и на 40 % при усилии обжатия 61,875 т.

При длине муфты 2-2,3d (соединения, разрушившиеся от среза) уменьшение толщины стенки муфты от 12 до 9 мм приводит к увеличению прочности соединений при усилии обжатия 61,875 и 78,75 т соответственно в 2,5 и в 1,5 раза. При дальнейшем уменьшении толщины стенки от 9 до 7 мм наблюдается снижение прочности соединений приблизительно в 1,5 раза для усилий обжатия 61,875 и 78,75 т.

Напряжения при деформациях 0,1 мм также увеличивались при уменьшении толщины стенки муфты от 12 до 9 мм и падали при дальнейшем снижении толщины стенки муфты до 7 мм. Это было характерно для соединений с длиной муфт 2-2,3d и 4-4,6d, обжатых усилием 61,875 и 78,75 т.

Полученные результаты могут быть объяснены следующим образом. Со снижением толщины стенки уменьшается жесткость муфты, что приводит к тому, что при одном и том же усилии обжатия муфта с меньшей толщиной стенки будет лучше опрессовываться, т. е. металл муфты будет лучше заполнять промежутки между поперечными ребрами арматуры, что должно сказаться на увеличении прочности и снижении деформативности соединений. Это мы и наблюдали при уменьшении толщины стенки от 12 до 9 мм. Однако, когда стенка муфты слишком тонкая, она не может воспринять без значительных деформаций напряжения распора, вызываемые периодическим профилем арматуры, что приводит к "разжиманию" муфты и снижению прочности и деформативности соединений.

Площадь поперечного сечения муфты при оптимальной толщине стенки приблизительно на 30 % больше площади поперечного сечения муфты, полученного из условия равенства усилий, соответствующих пределу текучести для муфты и соединяемых стержней, при фактических значениях их пределов текучести (см. табл. 1 и 2).

Исследования влияния длины муфты, усилия обжатия и толщины стенки на прочность и деформативность соединений арматуры диаметром 32 мм показали,

что для выполнения требований, предъявляемых к прочности и деформативности обжимных соединений, достаточно длины муфты 4-5d.

С целью подтверждения применимости полученной длины муфты для соединения стержней других диаметров было изготовлено и испытано по 3 образца соединений арматуры диаметром 16, 25 и 36 мм. Длины муфт составляли соответственно 4,1d, 4d и 4,4d, а толщина стенки ≈ 5,5, 7 и 12 мм. Соединения обжимались усилием 78,75 т.

Проведенные испытания соединений арматуры диаметром 16, 25 и 36 мм подтвердили результаты испытаний, полученные для стержней диаметром 32 мм.

Контролем надлежащей опрессовки муфт может служить величина относительного удлинения муфты после обжатия [5]. Проведенные исследования показали, что требования, предъявляемые к прочности и деформативности соединений с длиной муфты 4-5d, выполняются при относительном удлинении муфты после обжатия не менее 8,7%. Поэтому за минимально необходимое относительное удлинение муфты после обжатия с некоторой осторожностью может быть принята величина 10%, что соответствует [5].

Настоящие исследования позволили предложить методику определения геометрических размеров муфты.

Площадь муфты определяется из условия равенства усилий, соответствующих пределу текучести металла муфты и соединяемых стержней, т.е. из неравенства  $A_M \geq \sigma_{T,S} \cdot A_S / \sigma_{T,M}$ , где  $\sigma_{T,S}$  – нормативное (фактическое) значение предела текучести  $\sigma_T$  или  $\sigma_{0,2}$  соединяемой арматуры;  $\sigma_{T,M}$  – то же, материала соединительной муфты;  $A_S$  – номинальная площадь поперечного сечения арматуры.

Длина муфты определяется из условия равновесия усилий в стержнях и сил сцепления в предположении линейного распределения напряжений в арматуре на длине зоны анкеровки, которое в предельной по прочности стадии примет вид:  $l_M = s_{B,S} \cdot d / (2t_{пр,расч.})$ , где  $l_M$  – длина муфты;  $s_{B,S}$  – нормативное (фактическое) значение временного сопротивления арматуры;  $t_{пр,расч.}$  – расчетная прочность сцепления.

Наибольшую трудность в определении длины муфты вызывает неопределенность прочности сцепления. Для нахождения этой величины нами была проведена статистическая обработка результатов экспериментальных исследований, описанных выше. При статистическом анализе рассматривались только результаты испытаний соединений, в которых разрушение происходило от среза. Проведенный статистический анализ позволил выразить расчетную прочность сцепле-

ния как функцию толщины стенки муфты и напряжений на поверхности обжатия при опрессовке, которые равны отношению усилия обжатия к площади штампа

$$\tau_{пр,расч.} = 14169 + 5114 \cdot t - 2,2 \cdot \sigma_{обж} - 4,58 \cdot t^2 + 2,1 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{обж}^2 + 0,12 \cdot t \cdot \sigma_{обж}$$

Сопоставление расчетной прочности сцепления по этому уравнению с опытными значениями показало, что отношение  $\tau_{пр,оп.} / \tau_{пр,расч.}$  ( $\tau_{пр,оп.}$  – опытное значение прочности сцепления) равно в среднем 1,35, при коэффициенте вариации 0,15.

Необходимо отметить, что приведенная формула получена на основе результатов испытаний небольшого количества образцов и при накоплении экспериментальных данных будет уточняться.

### Выводы

1. Проведенные экспериментальные исследования показали, что для выполнения требований, предъявляемых к прочности и деформативности опрессованных растянутых соединений, достаточно длины муфты, равной 4-5d.

2. Существует оптимальная толщина стенки муфты, которая в наших исследованиях для арматуры диаметром 32 мм была равна 9 мм.

3. Напряжений на поверхности обжатия (отношение усилия обжатия к площади штампа), равных 250 Н/мм<sup>2</sup>, при оптимальной толщине

стенки муфты и длине муфты 4,6d достаточно для хорошего обжатия соединения.

4. Предложенная методика определения геометрических размеров муфты позволяет вычислить площадь поперечного сечения и длины муфты в зависимости от напряжений на поверхности обжатия и толщины стенки муфты.

### Библиографический список

1. **Матов Н. Г.** Стыки арматуры растянутых и сжатых железобетонных элементов без применения сварки и их расчет с использованием диаграмм деформирования // Бетон на рубеже третьего тысячелетия. – М., 2001. – С. 955-963.
2. **Несварные обжимные стыки арматуры в железобетонных конструкциях** / Н. Г. Матов, Э. А. Балючик, В. И. Губин и др. // Бетон и железобетон. – 2003. – №4. – С. 6-10.
3. **Mechanical connections of reinforcing bars** // ACI Structural Journal, V.88, №2 – 1991.
4. **Технические условия. Анкеры и стыковые соединения типа "обжатая обойма"**. ТУ 21-33-31-83. – М.: ВНИИЖелезобетон, 1990. – 19 с.
5. **Технические условия. Стыки арматуры периодического профиля, несварные обжимные трубчатые для несущих монолитных и сборных железобетонных конструкций зданий, мостов и сооружений**. ТУ 5880-109-46854090-2000. – М.: НИИЖБ, 2000.
6. **Рекомендации по механическим соединениям арматурной стали для железобетонных конструкций**. – М.: Ассоциация "Железобетон", 2003. (Проект).

Д.М.БЕЛЕНЬКИЙ, д-р техн наук, проф., Н.Л.ВЕРНЕЗИ, канд техн наук, Е.Е.КОСЕНКО, инж. (РГСУ)

## О прочностных возможностях арматурных сталей

В последние два года в России отмечены рост объемов строительства и соответственно увеличение потребных для него строительных материалов. В связи с этим следует ожидать возрастания необходимости в высокопрочном стальном прокате и, в первую очередь, в арматурной стали как по ее количеству, так и по качеству.

Среди основных тенденций мирового развития производства арматуры для обычных железобетонных конструкций [1] наиболее важными моментами пред-

ставляются повышение прочностных свойств до уровня класса А500С с обеспечением гарантированной свариваемости за счет снижения содержания углерода до 0,24% и углеродного коэффициента до 0,52%. Иными словами, арматурная сталь должна быть прочной, технологичной и недорогой.

Выпускаемая России в соответствии с государственными стандартами горячекатаная арматурная сталь для железобетонных конструкций изготавливается из углеродистых и низколегированных марок, при-

чем стали класса А240, А300, А400, А600 — без последующей термической и термомеханической обработки. Разработанная НИИЖБом термомеханически упрочненная, изготавливаемая также из углеродистых и низколегированных марок, представляет новое поколение арматурной стали, которая должна в первую очередь удовлетворять высоким прочностным требованиям за счет принятого способа упрочняющей обработки [2].

Как показывают исследования, механические характеристики применяемых арматурных сталей имеют существенную нестабильность, причем коэффициент вариации, например, относительного удлинения горячекатаной стали класса А240 составляет 0,375, а временного сопротивления — вообще 0,554 [3]. Наряду с этим различного рода нештатные ситуации (просадка фундамента, пожар, всевозможные аварии и проч.) могут вызвать и в неповрежденных железобетонных конструкциях и, соответственно, в арматуре напряжения, существенно превышающие расчетные и даже предел текучести. В этом случае чрезвычайно важно располагать информацией о прочностных возможностях арматурной стали.

Стандартные разрушающие испытания, проводимые заводами-изготовителями арматурной стали, являются весьма трудоемкими, носят выборочный характер и вследствие этого не дают исчерпывающей информации о ее механических свойствах. Запас по материалу, с учетом которого производится расчет арматурной стали железобетонной конструкции, по существу страхует от случайностей, обусловлен ограниченностью информативности о ее прочностных возможностях. Этот запас должен оградить материал от потери прочности в виде необратимых пластических деформаций, однако под влиянием сложного напряженного состояния, ударных нагрузок, больших напряжений, низких температур и т.д. возможно наступление другого вида потери прочности — перехода в хрупкое состояние. В результате, с одной стороны, металл арматуры использует за срок службы далеко не весь прочностной потенциал, с другой стороны, существует возможность потери прочности из-за его перехода в хрупкое состояние. Обеспечение прочности без запаса возможно при равенстве максимальной нагрузки и минимальной прочности арматуры.

В условиях производства определение минимальных значений прочностных характеристик связано, в первую очередь, с трудоемкостью проведения традиционных разрушающих испытаний, их большим количеством и необходимостью пополнять большой объем априорной информации о прочности (например, о параметрах законов распределения механических характеристик, полученных по результатам обработки данных о многолетних представительных испытаниях, проводимых ЦЗЛ) с поступающей информацией о прочности вновь выпускаемой продукции. Объединение априорной и апостериорной информации возможно, в частности, на основе применения статистики Дабая, позволяющей синтезировать большой объем априорной информации с вновь поступающей информацией малой выборки.

Из [4] следует, что распределение минимальных

членов любой выборки случайной величины асимптотически сходится к трехпараметрическому закону распределения Вейбулла с вероятностью

$$F(x) = 1 - \exp[-((X - \mu) / \beta)^K], \quad \mu < X < \infty, \quad (1)$$

где  $X$  — величина механического свойства;  $\mu$ ,  $\beta$ ,  $K$  — параметры сдвига, масштаба и формы.

Минимальное значение механической характеристики  $\mu^*$  определяется по [5] из выражения

$$\mu^* = X_{\min} - [\beta \Gamma(1 + 1/k)] / n^{1/k}, \quad (2)$$

где  $X_{\min}$  — минимальное значение, регистрируемое в малой выборке объемом  $n$ ;  $\Gamma$  — гамма-функция;

Уже при прокатке арматурной стали в ней могут возникать зародышевые трещины. После включения арматуры в работу внутри отдельных кристаллов стали из-за неоднородности деформаций, концентраций напряжений и проч. возможно появление пластических деформаций, движение и размножение дислокаций, возникших еще на стадии изготовления в процессе охлаждения стали. Вследствие дислокационных механизмов арматура дополнительно приобретает микротрещины, которые вместе с зародышевыми образуют систему микротрещин. В зависимости от величин и соотношения механических характеристик дальнейшее влияние силовых и температурных факторов на рост системы микротрещин в процессе эксплуатации арматуры может проявляться по-разному. При высокой пластичности и ударной вязкости металла имеет место вязкий характер разрушения. При малой пластичности и невысокой ударной вязкости металла может наступить хрупкое разрушение.

Изложенные обстоятельства обуславливают необходимость в более полном оперативном контроле механических свойств арматурной стали для получения представления о ее прочностных возможностях в рядовых и исключительных ситуациях. В этом смысле может быть полезна разработанная в Ростовском государственном строительном университете система «Прочность», позволяющая одновременно определять основные механические характеристики стали (предел прочности, предел текучести, относительное удлинение, ударную вязкость, твердость).

Принцип работы системы «Прочность» основан на видоизмененном известном способе внедрения конического индентора по Роквеллу. При этом статическое вдавливание заменено на ударное с энергией 0,16 Дж, и с помощью индукционного датчика, встроенного в пружинное ударное устройство, фиксируется скорость перемещения индентора при его внедрении в материал. Электронным блоком интегрируется кривая скорости для получения кривой пути и дифференцируется кривая скорости для получения кривой ускорения. Установленная для большого числа исследованных марок сталей тесная корреляционная связь механических свойств с экстремальными значениями кривых пути, скорости и ускорения (максимальной глубиной, максимальным и минимальным значениями ско-

рости, максимальным ускорением и максимальным замедлением внедрения индентора) позволяет практически мгновенно получать значения твердости, предела текучести, предела прочности, относительного удлинения и ударной вязкости в любой точке исследуемого металла. Результаты этих исследований представлены в работах [6, 7, 8].

Система «Прочность» была применена для исследования и сравнительного анализа возможностей горячекатаной и термомеханически упрочненной арматурных сталей. В задачи эксперимента с арматурной сталью входило:

1. Исследование влияния упругопластического деформирования под действием одноосного растяжения на механические характеристики.

2. Исследование склонности к переходу в хрупкое состояние под действием упругопластического деформирования.

Было изготовлено по 18 образцов из арматурной стали класса А240 (СтЗпс), А400 (35ГС) и Ат800 (28С)  $\varnothing 16$ мм, длиной по 200 мм каждый. Все образцы арматуры перечисленных классов испытывались по одной схеме. На всех 54 образцах с помощью системы «Прочность» были измерены: предел прочности, предел текучести, относительное удлинение, твердость и ударная вязкость (по 5 измерений на каждом образце). Затем по 3 образца от каждого класса арматуры отдельно исследовались с помощью системы «Прочность» для получения статистики рассеивания механических характеристик внутри образцов (по 50 измерений на каждом образце). Далее они подвергались растяжению до разрушения на разрывной машине ИР-200 для определения усредненных значений предела прочности, предела текучести и относительного удлинения стандартным разрушающим методом и подтверждения полученных системой «Прочность» средних значений механических характеристик. После этого по усредненным диаграммам растяжения участок кривой от  $\sigma_T$  до  $\sigma_B$  условно был разбит на 3 уровня, и последующие 15 образцов каждого класса подвергались растяжению (по 5 штук на каждом уровне напряжений). В результате были получены образцы с различными коэффициентами упрочнения ( $K_{упр}$ ) одноосным растяжением.  $K_{упр}$  выражал отношение приложенного к образцу напряжения к усредненному значению предела текучести, полученному по результатам первичных разрушающих испытаний (или неразрушающим контролем с помощью системы «Прочность», что одно и то же). Далее из растянутых образцов были изготовлены образцы (10 x 10 x 55) с U-образным надрезом, после чего их испытали на ударную вязкость с помощью маятникового копра. Затем на всех образцах были измерены механические характеристики системой «Прочность».

Результаты проведенных стандартных разрушающих испытаний подтвердили значения ударной вязкости, полученные системой «Прочность». По данным результатов измерений построены графики зависимости механических характеристик от коэффициента упрочнения, представленные на рис. 1, 2, 3 и 4. Повышение предела прочности, предела текучести и твердости с увеличением коэффициента упрочнения характерно для всех исследованных классов арматурной стали (рис. 1, 2)

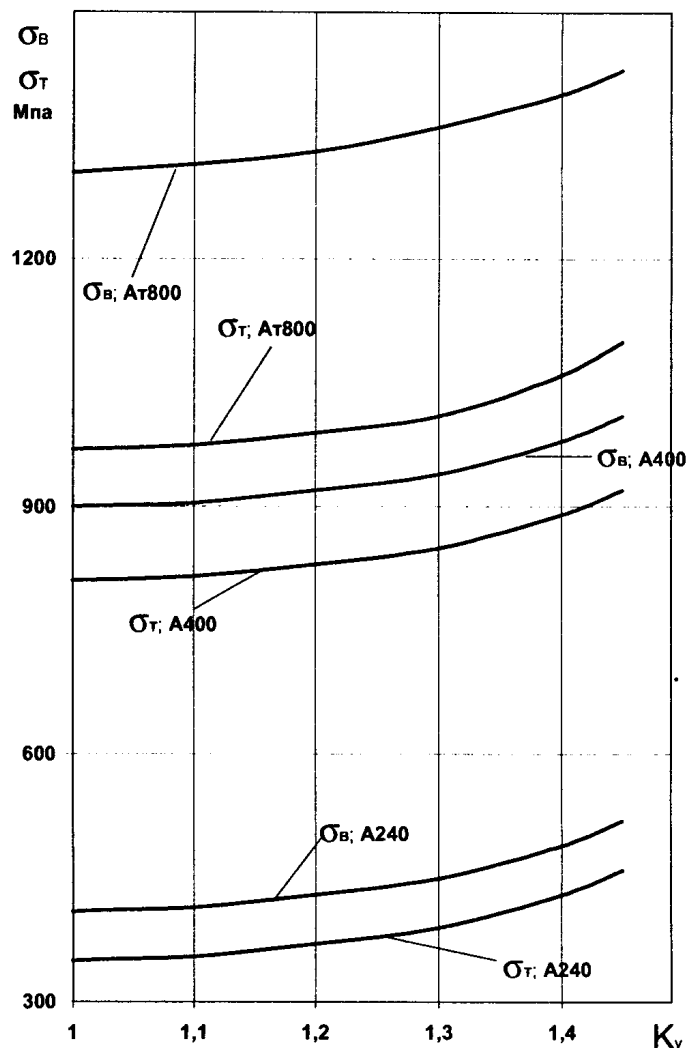


Рис.1. Динамика предела прочности и предела текучести арматурных сталей в зависимости от коэффициента упрочнения

и полностью подтверждает известные исследования многих авторов. Анализ зависимостей на рис.3 показывает, что снижение пластических свойств у арматуры А280 и А400 после упрочнения до уровня  $K_{упр} = 1,2$  приблизительно одинаковое и составляет около 3%. В то же время тенденция к снижению относительного удлинения арматурной стали класса Ат800 после достижения  $K_{упр} = 1,2$  едва прослеживается и составляет около 0,4%. Вместе с тем сопротивление ударному разрушению, как видно из рис.4, арматуры А280 и арматуры А400 после упрочнения до  $K_{упр} = 1,2$  снижается на 16-17% от соответствующих исходных значений. При этом сопротивление ударному разрушению арматурной стали Ат800 после достижения  $K_{упр} = 1,2$  снижается примерно на 4%, а с дальнейшим увеличением  $K_{упр}$  имеет тенденцию к росту. Заметим, что в отличие от сталей классов А240 и А400, у которых относительное удлинение и ударная вязкость с ростом  $K_{упр}$  согласованно снижаются, для термомеханически

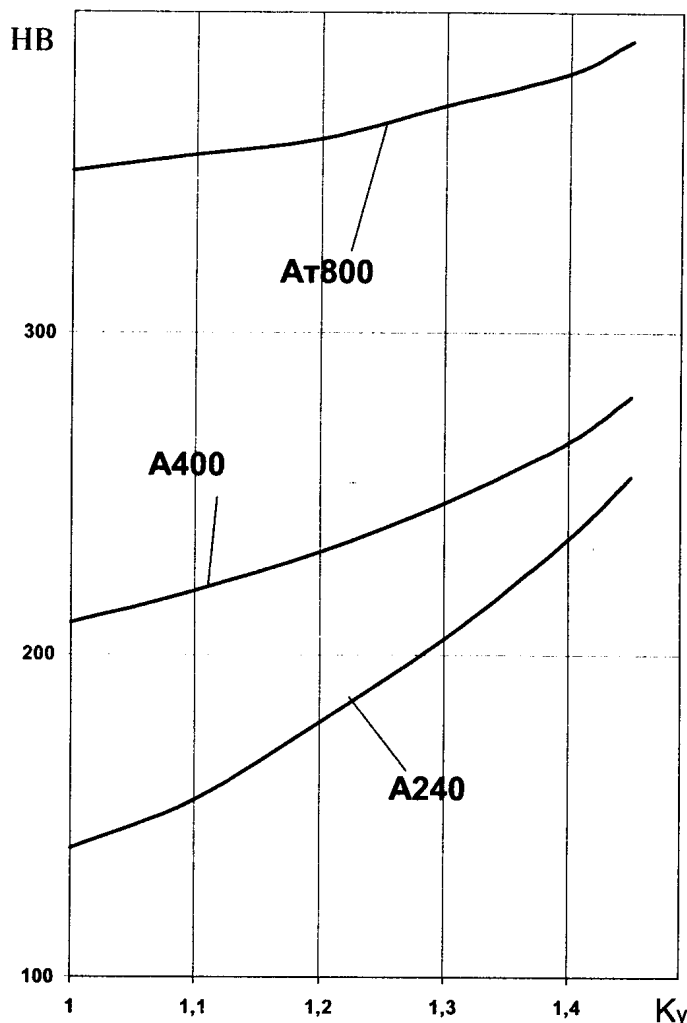


Рис.2. Динамика твердости арматурных сталей в зависимости от коэффициента упрочнения

упрочненной стали Ат800 такое согласование имеет место только до  $K_{упр}=1,1 - 1,15$ .

Фрактографический анализ изломов образцов арматурной стали после ударного разрушения обнаружил следующее. Образцы внутри каждого уровня упрочнения имели схожие характеры разрушения, что позволило построить зависимость средней доли вязкой составляющей в изломе от коэффициента упрочнения. Упрочняющее воздействие одноосным растяжением горячекатаной стали класса А240 приводит к снижению доли вязкой составляющей ниже 80% уже при  $K_{упр}=1$  и далее почти к полной ее потере при  $K_{упр}=1,45$ . Стойкость к переходу в хрупкое состояние горячекатаной стали класса А400 несколько выше при  $K_{упр}=1$ , однако при  $K_{упр}=1,35$  наблюдается резкий переход к полностью хрупкому состоянию.

Термомеханически упрочненная арматурная сталь класса Ат800 вообще не обнаруживает связи склонности к переходу в хрупкое состояние с увеличением коэффициента упрочнения и имеет в изломе примерно постоянную долю вязкой составляющей около 55 %.

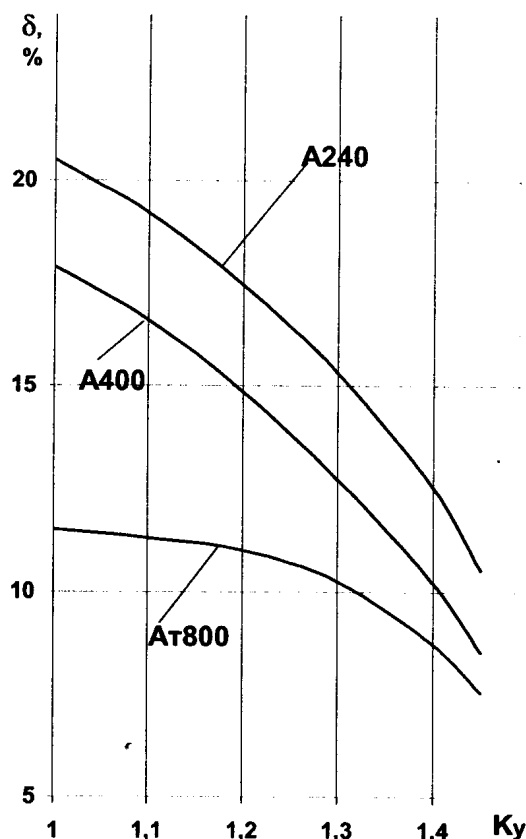


Рис.3. Динамика относительного удлинения арматурных сталей в зависимости от коэффициента упрочнения

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Горячекатаные арматурные стали классов А240 и А400 не обладают резервом прочностных возможностей и уже при незначительном превышении предела текучести проявляют склонность к хрупкому разрушению, что делает невозможным их применение при напряжениях выше предела текучести.
2. Термомеханически упрочненная сталь класса Ат800 показала высокие прочностные характеристики, абсолютную устойчивость против перехода в хрупкое состояние при возможных превышениях предела текучести.
3. Очевидно, что резерв прочности термомеханически упрочненной стали класса Ат800 достаточно высок, что указывает на возможность ее использования при напряжениях, превышающих предел текучести.
4. Применение электронно-компьютерной системы «Прочность» для безобразцового измерения механических характеристик позволило получить информацию о прочностных возможностях арматурных сталей, а также ввести новую механическую характеристику - предельное напряжение, полученное из условия вязкого разрушения. Минимальная величина этого напряжения определяется как

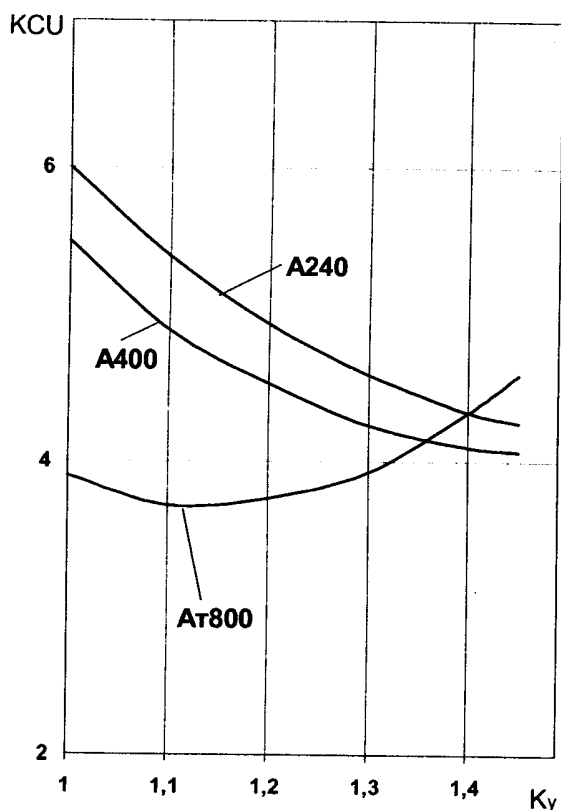


Рис.4. Динамика ударной вязкости арматурных сталей в зависимости от коэффициента упрочнения

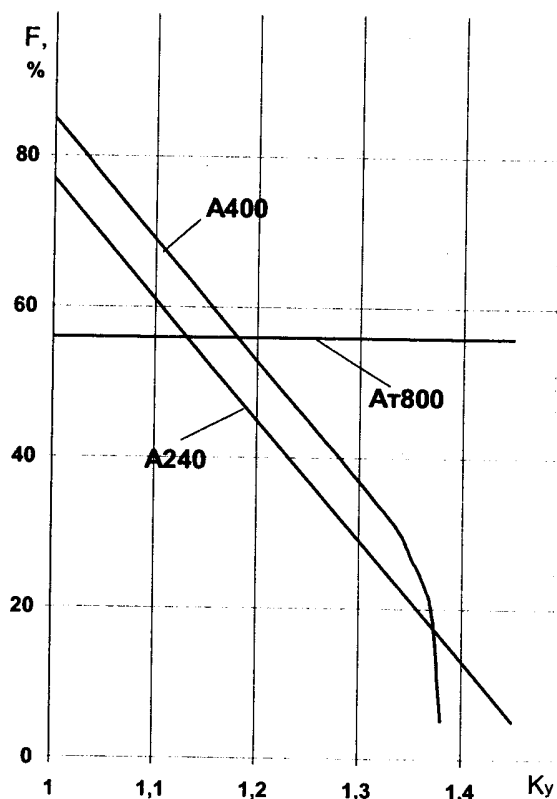


Рис.5. Влияние коэффициента упрочнения на долю вязкой составляющей в изломе образца арматурной стали после ударного разрушения

$$\sigma_{\text{пред min}} = \sigma_{\text{T min}} \cdot k_{\text{доп}} \quad (3)$$

где  $\sigma_{\text{T min}}$  — минимальное значение предела текучести;  $k_{\text{доп}}$  — допустимый из условия вязкого разрушения коэффициент упрочнения.

В таблице приведены данные о прочностных возможностях высокопрочной арматурной стали At800 нового поколения при упрочнении одноосным растяжением.

В качестве  $\sigma_{\text{T min}}$  принято минимальное значение предела текучести ( $X_{\text{min}}$ ), полученное по результатам разрушающих испытаний и измерений системой «Прочность». Из таблицы видно, что существенное снижение значения относительного удлинения наблюдается при  $K_{\text{упр}}$  больше 1,3. При этом в случае, когда армату-

ра работает в составе конструкции, испытывающей ударные нагрузки, можно принять  $k_{\text{доп}} = 1,2$  или  $\sigma_{\text{пред min}} = 1010$  МПа. Если арматура работает в условиях только статического нагружения, можно рекомендовать  $k_{\text{доп}} = 1,3$  или  $\sigma_{\text{пред min}} = 1095$  МПа.

### Библиографический список

1. Мадатян С.А. Общие тенденции производства и применения обычной и напрягаемой арматуры //Бетон и железобетон.— 1997. — №1.
2. Мадатян С.А. Новое поколение арматуры железобетонных конструкций// Бетон и железобетон. — 1998. — №2.
3. Падин О.И. Механические свойства арматурной стали, применяемой на стройках Москвы//Бетон и железобетон. — 1998. — №6.
4. Fisher and Tippet. Limiting Forms of the Frequency Distribution of the Largest of Smallest Member of a Sample. - Proceedings Cambridge Philosophical Society, vol.24, 1928 — p.71-89.
5. Dubey D. On some statistical inferences for Weibull laws. Newal Rec. Soqist Quart, 1966,13, № 3. — p.287-291.
6. Беленький Д.М., Бескопильный А.Н. Обеспечение прочности металлопроката//Заводская лаборатория. — 1994. — № 8. — С. 47-50.
7. Беленький Д.М., Бескопильный А.Н. Измерение вектора механических свойств материала деталей машин// Вестник машиностроения. — 1997. — № 8. — С. 44-49.
8. Belenkiy D.M., Shamraev L.G. The substantiation and system «Strength» for management of processes// Engineering Design of Automation, 1998, № 9, pp. 42-44.

$\sigma_{\text{T min}}$ , МПа	$K_{\text{упр}}$	$\sigma_{\text{пред min}}$ , МПа	Вязкая составляющая в изломе, %	Снижение относительного удлинения, %	Снижение ударной вязкости, %
842	1,1	926	55	0,2	3,9
842	1,2	1010	55	0,4	2,6
842	1,3	1095	55	0,8	2,7
842	1,4	1179	55	2,7	7,7

В.Г. НАЗАРЕНКО, д-р. техн. наук, О.А. АЗАРОВА, инж. (МИКХиС)

## Исследование системы “песок–труба”

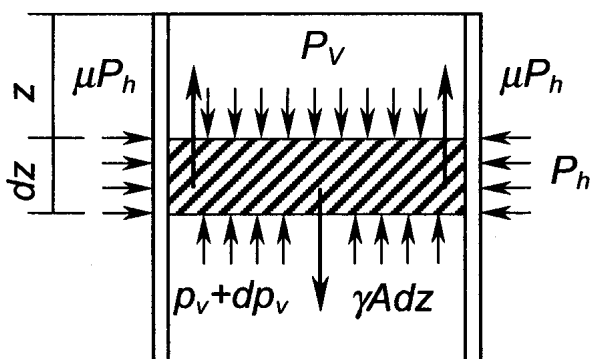
Идея приводимого здесь исследования родилась из рассмотрения принципов работы трубобетонных конструкций. Известно, что бетон в трубе под нагрузкой приобретает новые свойства [1], главное из которых заключается в значительном увеличении его прочности по направлению действия внешней нагрузки. Максимальные напряжения в этом направлении реализуются в момент тотальной потери сплошности бетона и наступлении текучести в трубе. Таким образом, в момент исчерпания несущей способности цементный раствор теряет свое предназначение, а цемент оказывается потраченным напрасно.

Отсюда становится понятным наше стремление заменить бетон сыпучим материалом, в частности — песком. Техническая и экономическая целесообразность этого очевидна.

Давление сыпучего материала на стенки трубы можно определить из рассмотрения [2] условий равновесия элементарного горизонтального слоя сыпучего материала (см. рисунок).

На элементарный слой сыпучего материала толщиной  $dz$ , находящегося на расстоянии  $z$  от верха трубы, действует сила, порождаемая собственным весом материала  $\gamma Adz$ , вертикальное давление верхних слоев сыпучего материала  $P_v A$ , отпор подстилающего слоя  $(P_v + dP_v)A$ , реактивное горизонтальное давление по периметру слоя, порождающее вертикальные силы трения сыпучего материала о стенки трубы  $fP_h$ . Здесь приняты обозначения:  $u$  — периметр поперечного сечения трубы,  $P_v$  — удельное вертикальное давление сыпучего,  $P_h$  — удельное горизонтальное давление сыпучего.

Из условия равновесия сумма всех сил на вертикальную ось равна нулю, т.е.



Расчетная схема давления сыпучего материала в трубе

$$\gamma Adz + P_v A - (P_v + dP_v)A - fP_h u dz = 0 \quad (1)$$

Раскрывая скобки и приводя подобные члены с учетом того, что  $P_h/P_v = \lambda$  — коэффициент бокового давления, найдем  $(\gamma A - f\lambda P_v u) dz = dP_v A$  и  $dz = dP_v / (\gamma - f\lambda P_v u/A)$ . Решением этого дифференциального уравнения будет

$$z = -A \ln(\gamma - f\lambda P_v u/A) / f\lambda u + C, \quad (2)$$

где  $C$  — постоянная интегрирования. При  $z=0$   $P_v=P$ , где  $P$  — равномерно распределенная нагрузка, приложенная к ядру трубы, т.е. к сыпучему материалу в уровне верха трубы. Подставив эти значения в (2), получим  $C = A \ln(\gamma - f\lambda P u/A) / f\lambda u$ , а подставив значение  $C$  в (2), найдем  $z = A \ln(\gamma - f\lambda P u/A) / f\lambda u - A \ln(\gamma - f\lambda P_v u/A) / f\lambda u$ , откуда  $e^{f\lambda u z/A} = (\gamma - f\lambda P u/A) / (\gamma - f\lambda P_v u/A)$ , или окончательно

$$P_v = ((f\lambda P u/A - \gamma) / e^{f\lambda u z/A} - \gamma) A / (f\lambda u). \quad (3)$$

Если пренебречь влиянием собственного веса сыпучего, как величиной второго порядка малости по сравнению с внешней нагрузкой, то последнее выражение примет вид

$$P_v = P / e^{f\lambda u z/A}. \quad (3')$$

Максимальное значение вертикального давления очевидно и равно  $P_v=P$  при  $z=0$ .

В случае, когда боковое трение так же мало, приходим к тривиальному решению

$$P_v = P = \text{const}. \quad (3'')$$

Горизонтальное давление сыпучего на стенку трубы  $P_h = \lambda P_v$ , где  $\lambda = \tan^2(45 - \phi/2)$ , а  $\phi$  — угол внутреннего трения.

Примем, что исчерпание несущей способности конструкции определяется наступлением предельного состояния в материале трубы. При плоском напряженном состоянии оно наступает согласно теории вязкого разрушения тогда, когда

$$\sigma_1 - \sigma_3 = R_y. \quad (4)$$

Здесь  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  — главные напряжения, а  $R_y$  — расчетное сопротивление металла трубы по текучести.

Обозначим  $k = f\lambda u/A$ , тогда (3') переписывается так:  $P_v = P e^{-kz}$  и  $P_h = \lambda P e^{-kz}$ . Кольцевые напряжения

$$\sigma_1 = (\lambda P r/t) e^{-kz}. \quad (5)$$

Касательные напряжения между сыпучим и стенкой трубы  $\tau = f\lambda P e^{-kz}$ . Напряжения вдоль образующей трубы

$$\sigma_3 = \int_0^z \tau dz / t$$

Подставив выражение для  $\tau$  в последнее выражение и произведя интегрирование, получим

$$\sigma_3 = -(f\lambda P/kt)(1 - e^{-kz}) \quad (6)$$

Обозначим  $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma$ . Подставив (5) и (6) в последнее выражение, получим после несложных преобразований

$$\sigma = (Pr/t)[(\lambda - 0,5)e^{-kz} + 0,5]$$

В случае, когда  $P$  задано, из последнего выражения следует то, что если  $\lambda < 0,5$  —  $\sigma_{\max} = \lambda Pr/t$  при  $z=0$ , а если  $\lambda \geq 0,5$  —  $\sigma_{\max} = 0,5Pr/t$  при  $z=\infty$ .

Полученные результаты проверялись экспериментально и показали хорошую сходимость экспериментальных данных с расчетами по предлагаемой мето-

дике. Так, короткая труба с  $R_{yn} = 2400 \text{ кгс/см}^2$  длиной 600 мм, внутренним диаметром 159 мм и толщиной стенки 8 мм, заполненная песком с  $\varphi = 36^\circ$  и  $\lambda = 0,26$ , была испытана в прессе мощностью 250 тс. Поскольку  $\lambda < 0,5$  —  $\sigma_{\max} = R_{yn} = \lambda Pr/t$ . Решая последнее равенство относительно  $P$ , получим  $P = R_{yn} t / (\lambda r)$ . Подставляя исходные данные эксперимента, получим  $P_T = 2400 \times 0,8 / 0,26 / 7,95 = 929 \text{ кгс/см}^2$ .

Текучесть металла трубы зафиксирована при нагрузке на песчаное ядро трубы, равное 180 тс, что соответствует  $P_o = 180000 / (3,14 \times 7,95^2) = 907 \text{ кг/см}^2$

Отношение  $P_o / P_T = 929 / 907 = 1,024$ , т.е. расхождение составляет 2,4%.

#### Библиографический список

1. Стороженко Л.И., Плохотный П.И., Черный А.Я. Расчет трубобетонных конструкций. // «Будивельник», Киев-1991 – 120 с.
2. Латышев Б.В. Практические методы расчета железобетонных корпусов. // Ленинград – 1985.

---

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

---

Ю.А. ТЕВЕЛЕВ, д-р техн. наук (СНЦ "Госэкомелиовод), Л.С. БАРИНОВА, канд. хим. наук (Госстрой РФ)

### Методы оптимального проектирования конструкций бетонных и железобетонных безнапорных труб

Создание конструкций минимально возможной стоимости при безусловном соблюдении требований к их эксплуатационным качествам является весьма важной экономической проблемой, особенно когда речь идет о массовом производстве изделий. В применении к железобетонным конструкциям эта задача впервые рассматривалась у нас в стране П.Л. Пастернаком, А.Ф. Лолейтом, А.А. Гвоздевым, В.М. Келдышем, С.Е. Фрайфельдом, К.К. Антоновым [3] и др. В настоящее время вопросы проектирования оптимальных конструкций стоят особенно остро, однако доступной для инженерной проектной практики методики, позволяющей быстро оценить рациональность принятого технического решения при вариантном проектировании, всё же не существует. Техничко-экономическое сопоставление равнонесущих конструктивных элементов, выполняющих одни и те же функции в сооружении, должно производиться отдельно от его общей стоимости. В случае разработки конструкций безнапорных труб вновь создаваемая продукция должны отвечать следующим основным требованиям:

обеспечение нормируемой прочности и трещиностойкости при воздействии всех видов нагружения;

конструктивное решение должно допускать максимальное использование имеющейся заводской инфраструктуры, с тем чтобы сократить затраты на создание нестандартизированного технологического оборудования;

конструкция должна иметь минимально возможную стоимость материалов, требуемых для ее изготовления.

Для решения столь сложной и многофакторной задачи было необходимо разработать методику оптимального проектирования бетонных и железобетонных конструкций, позволяющую учитывать в аналитических соотношениях одновременно физико-механические характеристики материалов (стали и бетона) и их стоимостные параметры. В результате расчетов получаемые габариты несущего сечения стенок трубы и его насыщенность арматурой должны соответствовать минимальной суммарной стоимости материалов при соблюдении вышеперечисленных требований. Эта



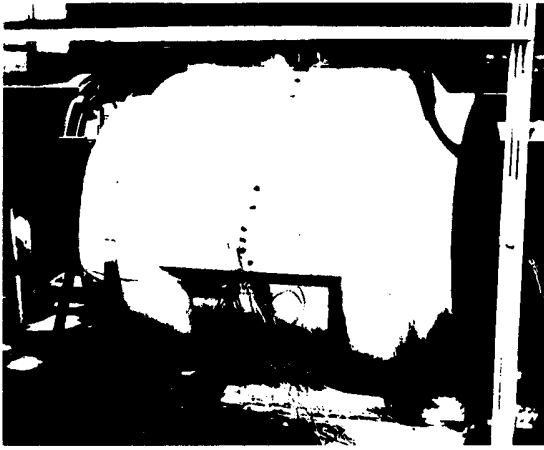


Рис. 1. Испытания фрагмента бетонной трубы

задача была решена при разработке конструкций бетонных и железобетонных ребристых труб диаметром 1000-1600мм [4], выпуск которых организован на заводах ЖБИ № 23 (Москва) и № 6 (г.Энгельс) [1].

В целях ведения сопоставительного анализа рассмотрим последовательно методы оптимального проектирования бетонных и железобетонных труб с обычным гладким и ребристым сечениями стенок.

Рассмотрим методику определения оптимальных габаритов сечения стенок бетонных труб. На рис.1 в качестве иллюстрации конструктивного решения показаны испытания фрагмента бетонной ребристой трубы диаметром 1000 мм в лаборатории труб НИИЖБа. В данном случае нет необходимости учитывать стоимостные параметры конструкции, имеющей строение из однородного материала, однако некоторые основные соотношения, получаемые в этом разделе, будут использованы при разработке методики оптимизации армированных конструкций.

Рассмотрим тавровое сечение стенки трубы, показанное на рис.2,а. В данной статически неопределимой системе, подверженной воздействию изгибающих моментов разного знака, полка таврового сечения на уровне вертикального диаметра расположена в растянутой зоне, и на уровне горизонтального диаметра в растянутой зоне находится ребро. Составим систему уравнений задачи.

Определение центра тяжести сечения

$$y_{ц.т.} = \frac{S}{F} = \frac{c\delta(1+\alpha) + n\delta^2}{2[c(1+\alpha) + n\delta]}, \quad (1)$$

где  $\alpha = h/\delta$ ;  $n\delta \leq 12\delta$  – эффективная ширина полки, работающей совместно с ребром;  $S$  – статический момент сечения,  $F$  – площадь поперечного сечения (рис.2.а).

### Условие равнопрочности наиболее нагруженных сечений трубы

Это условие обеспечивает возможность наиболее выгодного распределения материалов в конструкции. В данном случае должно соблюдаться равенство максимально допустимых растягивающих напряжений в наиболее растянутых краевых фибрах бетона в рассматриваемых сечениях "0" и "Б", (рис. 2.б):

$$\frac{M_0}{M_Б} = \frac{H - y_{ц.т.}}{y_{ц.т.}} \quad (2)$$

Отсюда вновь находим центр тяжести сечения:

$$y_{ц.т.} = \frac{H}{1+\beta} = \frac{h+\delta}{1+\beta} = \frac{\delta(1+\alpha)}{1+\beta}, \quad (3)$$

где  $M_0, M_Б$  – соответственно изгибающие моменты в сечениях на вертикальном и горизонтальном диаметрах;  $\beta = M_0/M_Б$  – отношение моментов.

### Определение расчётных геометрических характеристик сечения

Приравнивая (1) и (3), найдём выражение для ширины ребра "с"

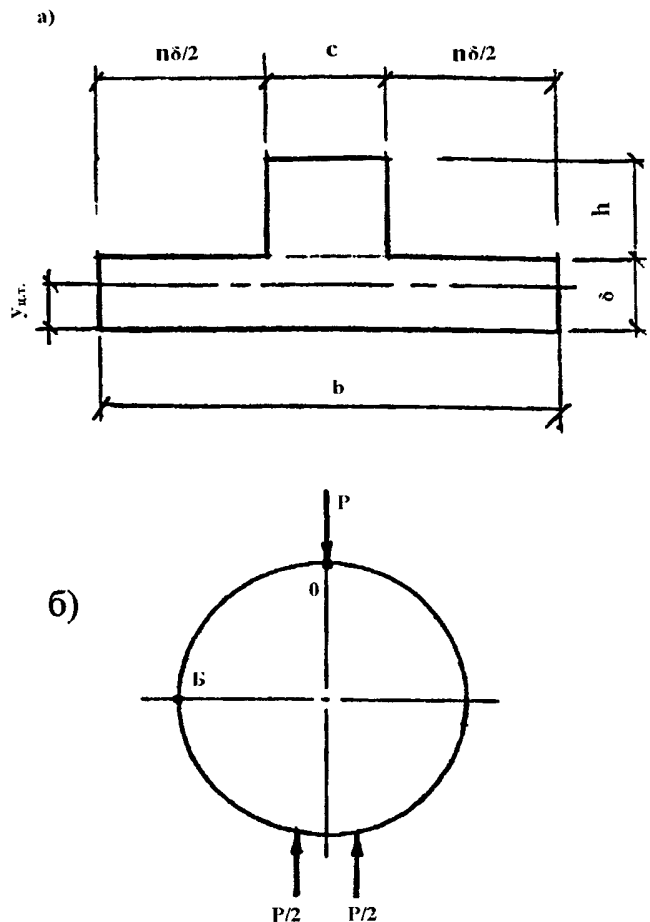


Рис. 2. Оптимизация сечения бетонной ребристой трубы  
 а – расчетное сечение стенки; б – расчетная схема нагрузок, действующих на трубу

$$c = \frac{2\alpha - \beta + 1}{(\beta - 1)(1 + \alpha)} n\delta \quad (4)$$

Далее после определения момента инерции сечения найдём выражение для момента сопротивления части сечения с полкой в растянутой зоне:

$$W^I = \frac{I}{y_{ц.м}} = \frac{n\delta^3 \alpha(\beta + 1)}{9(1 + \alpha)(\beta - 1)} [2(2 - \beta) + (1 + \beta)\alpha] \quad (5)$$

Для анализа поведения функции "с" в зависимости от  $\alpha$  найдём экстремум функции, дифференцируя (4) по  $\alpha$  и приравнивая производную нулю:

$$\frac{dc}{d\alpha} = n\delta \left\{ \frac{2\lambda \cdot [1 - \alpha^2 + \lambda(1 + \alpha)]}{[(1 + \alpha)^2 \lambda]^2} \right\} = 0$$

Здесь  $\lambda = \beta - 1$ .

Из дальнейшего анализа уравнения следует, что при  $\beta = \alpha$  достигается экстремум функции "с". Зная все основные параметры задачи, составим уравнение равновесия для сечения "0":

$$M_0 = R_{bt}^* \cdot W^I = \frac{n\delta^3}{9(1 + \alpha)} \cdot \frac{\beta + 1}{\beta - 1} [3\alpha^2 + (2 - \beta)(1 + \alpha)] R_{bt}^* \quad (6)$$

где  $R_{bt}^* = 1,75 \cdot R_{bt}$ , так как в соответствии с нормами учитываются пластические деформации растянутой зоны бетона.

После преобразований получим разрешающее уравнение задачи:

$$\alpha^2 + f \cdot \alpha + f = 0, \quad (7)$$

$$\text{где } f = 1/3 \cdot (2 - \beta - \frac{9M_0}{n\delta^3 \cdot R_{bt}^*} \cdot \frac{\beta - 1}{\beta + 1}).$$

В мировой практике испытания безнапорных труб на прочность и трещиностойкость производятся по так называемой трёхлинейной схеме, принятой также в отечественной практике и регламентируемой ГОСТ 20054-82 на бетонные безнапорные трубы (рис. 2,б). При загрузке поперечной силой  $P$ , приложенной в сечении на вертикальном диаметре, в этом сечении возникает изгибающий момент  $M_0 = 0,318Pr$  и в боковом сечении  $M_0 = 0,182Pr$ . В этом случае уравнение равнопрочности сечений запишется в следующем виде:

$$\frac{0,318Pr}{\varphi \cdot 0,182Pr} = \frac{W^I}{W^{II}}, \quad (8)$$

где  $W^I$  и  $W^{II}$  – моменты сопротивления растянутых зон сечений, соответственно на уровне вертикального и горизонтального диаметров;  $\varphi$  – коэффициент, учитывающий влияние нормальной сжимающей силы в боковом сечении.

Исследования показали, что при нормативных нагрузках

$$W^{II} = 0,182 \cdot \frac{Pr}{R_{bt}^* + \frac{P}{2F}} \approx 0,157 Pr,$$

т.е. коэффициент  $\varphi \approx 0,85$  и соответственно уменьшает величину  $W^{II}$  на 15%. Возможно с большой точностью принять, что в (8)  $W^{II} = 0,5W^I$ . Зная это соотношение, упростим ранее полученные выражения для геометрических характеристик сечения стенки:

$$\text{Центр тяжести сечения } y = \frac{\delta(1 + \alpha)}{3} \quad (9)$$

$$\text{Ширина ребра сечения } c = n\delta \frac{2\alpha - 1}{(1 + \alpha)^2} \quad (10)$$

$$\text{Суммарный момент инерции сечения } I = \frac{n\alpha^2 \delta^4}{3} \quad (11)$$

$$\text{Момент сопротивления сечения } W^I = \frac{n\delta^3 \alpha^2}{1 + \alpha} \quad (12)$$

Составим уравнение равновесия сечения "0":

$$M_0 = 0,318Pr \cdot (c + n\delta) = R_{bt}^* \cdot W^I = \frac{n\delta^3 \alpha^2}{1 + \alpha} \cdot R_{bt}^* \quad (13)$$

В данном случае  $P$  – сила, действующая на 1 п.м. длины трубы и определяемая ГОСТом 20054-82.

Подставляя (10) в (13), получим разрешающее уравнение задачи в следующем упрощённом виде:

$$\alpha^2 + \alpha \left(1 - \frac{M_0}{\delta^3 R_{bt}^*}\right) - \frac{4M_0}{\delta^3 R_{bt}^*} = 0 \quad (14)$$

Исследуя характер функции "с" из (10) на её экстремум, приравнивая  $\frac{dc}{d\alpha} = 0$ , получим, что "с<sub>max</sub>" соответствует значению  $\alpha = 2$ , и при  $\alpha = 0,5$  труба "вырождается" в обычную трубу с гладкой стенкой.

В технологически реальном диапазоне  $1,5 \leq \alpha \leq 3,0$  "с" меняется весьма незначительно, и это несколько облегчает процесс проектирования.

Таким образом, проектирование ведётся в следующем порядке:

принимается расстояние между рёбрами  $n\delta \leq 12\delta$ ; определяется  $\delta$  из расчёта толщины стенки трубы между рёбрами;

определяется  $\alpha = h/\delta$  из выражения (14);

наконец, определяется "с" из выражения (10).

В соответствии с проведенными исследованиями реальной работы трубы в грунте приближённо толщину стенки  $\delta$  возможно определить из расчёта трубы между рёбрами как оболочки с защемлёнными краями, нагруженной по контуру равномерно распределённой нагрузкой (рис.3), соответствующей (в запас прочности) максимальной интенсивности давления  $q$  (например, на уровне лотка трубы). С этой целью можно воспользоваться известными соотношениями, полученными, в частности, в работе [2] или, что ещё проще, определить приближённо толщину стенки  $\delta$  из весьма простого выражения, записав напряжённое состояние единичной полоски стенки:

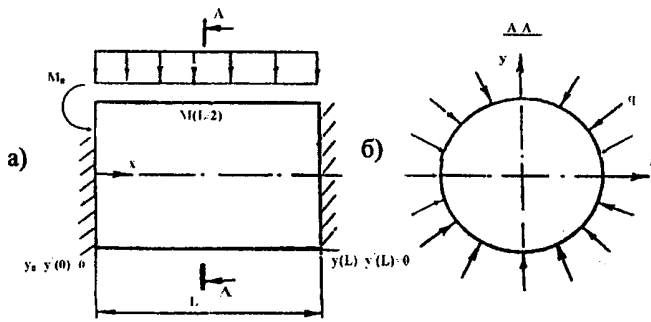


Рис. 3. Расчетная схема стенки ребристой трубы

а — схема заделки стенки по торцам в ребра; б — схема нагружения стенки между ребрами

$$\frac{M_0}{W_0} = R^* bt, \text{ отсюда } \delta = 1,73 \frac{qr}{R^* bt} \equiv \frac{\gamma h \eta}{R bt} \cdot r,$$

где  $\eta$  — коэффициент концентрации грунта над сооружением, определяемый расчётом нагрузок на трубу.

Переходим к определению области рационального применения ребристых бетонных труб. Составим следующую систему уравнений.

#### Условие равнопрочности равнонагруженных прямоугольного и ребристого сечений

$W_{пр} = W_p$ ; где  $W_{пр}, W_p$  — соответственно моменты сопротивления растянутых зон прямоугольного и ребристого сечений. Раскрывая и подставляя значение "с" из (10), находим высоту эквивалентного равнопрочного сечения с гладкой стенкой:

$$h_{пр} = 2,45\delta \cdot \left[ \frac{\alpha(1+\alpha)}{4+\alpha} \right]^{1/2}; \quad (15)$$

где  $h_{пр}$  — высота гладкого сечения.

#### Условие целесообразности применения ребристых труб

Составим условие неравенства расходов бетона (неравенство площадей поперечных сечений):

$$F_p \leq F_{пр} \text{ или } \frac{F_p}{F_{пр}} \leq 1.$$

Здесь  $F_p$  и  $F_{пр}$  — соответственно площади ребристой трубы и трубы с гладкой стенкой. Раскроем выражения для  $F_p$  и  $F_{пр}$  и, подставляя в последнее уравнение выражения (10) и (15), получим следующее неравенство

$$1,23 \cdot \left[ \frac{1+\alpha}{\alpha(4+\alpha)} \right]^{1/2} \leq 1.$$

Очевидно, что при  $\alpha=0,50$   $F_p/F_{пр}=1$ . Проще говоря, когда высота ребра равна половине толщины стенки, применение ребристой трубы становится целесообразным. Область экономически целесообразного при-

менения ребристых труб начинается с величин  $\alpha \geq 0,50$  и с увеличением  $\alpha$  возрастает. Следует отметить, что наиболее нагруженные сечения трубы, как отмечалось выше, практически равнопрочны. При этом уровень растягивающих напряжений, вычисленных при предельных разрушающих нагрузках, относительно невелик, что объясняет высокую трещиностойкость конструкций, подтверждённую в дальнейшем их стандартными прочностными испытаниями.

**Оптимальное проектирование железобетонных труб** потребовало учёта значительно большего числа параметров при составлении расчётных аналитических зависимостей, чем это было в вышеизложенной методике для бетонных труб. Как уже упоминалось, в данном случае были учтены расчётные физико-механические характеристики арматуры и бетона, а также стоимостные параметры этих материалов. Введём следующие обозначения:

#### Стоимостные параметры

$C_B$  — стоимость  $1 \text{ м}^3$  бетона (руб/ $\text{м}^3$ );  $C_S$  — стоимость  $1 \text{ т}$  стали (руб/ $\text{т}$ );  $C_{SV}$  — стоимость  $1 \text{ м}^3$  стали (руб/ $\text{м}^3$ );  $C_{\Sigma}^p$  — суммарная стоимость материалов ребристой трубы;  $\beta = C_B / C_{SV}$ .

#### Статические параметры

$l$  — расчётный пролёт, (м);  $r_c$  — усреднённый радиус, (м);  $\gamma_b$  — объёмный вес бетона, ( $\text{т}/\text{м}^3$ );  $\gamma_S$  — объёмный вес стали ( $\text{т}/\text{м}^3$ );  $M$  и  $N$  — расчётный изгибающий момент и расчётная продольная сила в сечении;  $v = R_S / R_b$  — соотношение расчётных параметров сопротивлений стали и бетона.

#### Конструктивные параметры

$\phi = h/h_0$  — соотношение между полной высотой сечения и рабочей высотой сечения;  $\alpha = \frac{x}{h_0}$  — отношение сжатой зоны бетона к рабочей высоте сечения;  $b$  — расчётная ширина сечения, (м);  $x$  — высота сжатой зоны бетона в сечении, (м);  $a$  — защитный слой бетона (м).

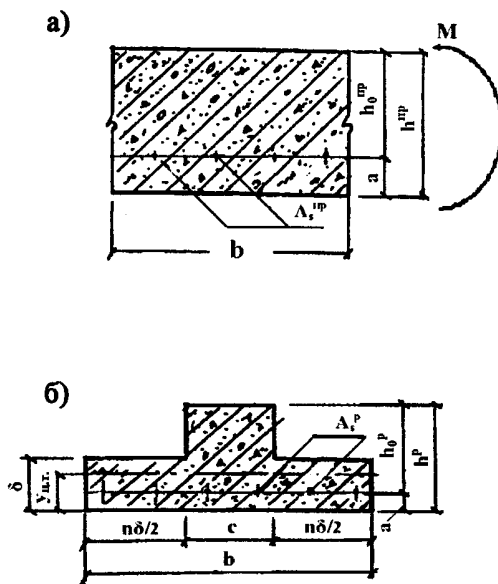


Рис. 4. Поперечные сечения стенок железобетонных труб а — гладкое; б — ребристое

Рассмотрим сначала трубы с гладкой (прямоугольной) стенкой. При проведении оптимизации сечения железобетонных труб (рис.3,а), как и для бетонных труб, целесообразно воспользоваться нормированными нагрузками по ГОСТ 6482-88\* для железобетонных безнапорных труб при определении расчётных усилий в наиболее нагруженных зонах конструкции. В данном случае возможно учесть особенности работы железобетонной трубы под нагрузкой, соответствующей стадии образования четырёх пластических шарниров в сечениях на уровне вертикального и горизонтального диаметров, т.е. когда происходит выравнивание усилий и сечения могут рассматриваться как равнопрочные (рис.3.б). Составим систему уравнений задачи.

#### Стоимостное уравнение сечения

$$C = C_B \cdot h^{PP} + C_{Sv} \cdot A_S^{PP} \quad (16)$$

#### Уравнение равновесия относительно внутренних нормальных сил в сечении.

$N_S = N_b$ ; Используя физико-механические характеристики материалов и принимая  $b=1$ , решая относительно площади сечения арматуры  $A_S^{PP}$ , получим:

$$A_S^{PP} = \frac{R_b}{R_S} \cdot x = \frac{R_b}{R_S} \cdot x \cdot \frac{h_0^{PP}}{h_0^{PP}} = \frac{\alpha_1}{v} \cdot h_0^{PP} \quad (17)$$

Подставляя в (17), получим:

$$C = h_0^{PP} \cdot \left[ C_B \cdot \varphi_{B1} + C_{Sv} \cdot \frac{\alpha_1}{v} \right], \text{ где } \varphi_{B1} = \frac{h^{PP}}{h_0^{PP}} \quad (18)$$

Используя обычный приём минимизации функции, продифференцируем (18) по  $\alpha_1$  и для нахождения экстремума приравняем производную нулю. После преобразований получим:

$$\frac{\partial h_0^{PP}}{\partial \alpha_1} \cdot (\beta \cdot \varphi_{B1} + \frac{\alpha_1}{v}) + \frac{h_0^{PP}}{v} = 0 \quad (19)$$

#### Уравнение равновесия сечения относительно изгибающего момента.

Введём обозначение  $M^{(1)}$  – изгибающий момент на единицу ширины сечения (кгсм/см). Тогда уравнение запишется в следующем виде:

$$\begin{aligned} M^{(1)} &= R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0^{PP} - \frac{x}{2}) = \\ &= R_b \cdot \alpha_1 \cdot (h_0^{PP})^2 \cdot (1 - \frac{\alpha_1}{2}) \end{aligned} \quad (20)$$

Рассматривая  $h_0^{PP}$  как неявную функцию от  $\alpha_1$ , определяем:

$$\frac{\partial h_0^{PP}}{\partial \alpha_1} = - \frac{\partial M^{(1)}}{\partial M^{(1)}} \cdot \frac{\partial h_0^{PP}}{\partial h_0^{PP}} \quad (21)$$

После ряда преобразований, решая относительно  $\alpha_1$ , получим характеристический параметр сечения:

$$\alpha_1 = \frac{\beta v \varphi_{B1}}{1 + \beta v \varphi_{B1}} \quad (22)$$

Из (20) находим оптимальную рабочую высоту сечения:

$$h_0^{PP} = \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \alpha_1 (2 - \alpha_1)} \right]^{1/2} \quad (23)$$

Площадь сечения арматуры в оптимальном сечении найдём из (17):

$$A_S^{PP} = \frac{\alpha_1}{v} \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \alpha_1 (2 - \alpha_1)} \right]^{1/2} = \frac{\alpha_1}{v} \cdot h_0 \quad (24)$$

И, наконец, запишем в окончательной форме уравнение (18) полной стоимости материалов в оптимальном сечении трубы с гладкой стенкой:

$$C_{\Sigma} = C_{Sv} \cdot \left[ h^{PP} \cdot (\beta + \frac{\alpha_1}{v}) - \frac{\alpha_1 a}{v} \right] \quad (25)$$

Далее рассмотрим оптимизацию сечения стенки ребристой трубы, когда полка таврового сечения расположена в растянутой зоне (рис.3,б) в наиболее нагруженном сечении на вертикальном диаметре трубы. При определении габаритов данного сечения следует рассматривать работу конструкции в двух стадиях: I-е предельное состояние, соответствующее её разрушению, и II-е предельное состояние, соответствующее образованию трещин. Составим следующую систему уравнений задачи:

#### Уравнение стоимости материалов в сечении

$$C_{\Sigma}^P = C_B \cdot x [h_P \cdot c + (b - c) \cdot \delta] + C_{Sv} \cdot A_S^P \quad (26)$$

где  $A_S^P$  – площадь арматуры в ребристом сечении.

#### Уравнение равновесия сечения относительно нормальных сил ( I-е предельное состояние)

$N_{AS} = N_B$  и отсюда найдём площадь сечения арматуры

$$A_{SP} = \frac{c}{v} \cdot h_0^P \alpha_2, \text{ где } \alpha_2 = \frac{x}{h_0^P}; h_0^P - \text{ рабочая высота}$$

ребристого сечения. (27)

Подставляя (27) в (26), получим:

$$C_{\Sigma}^P = C_B \cdot \left[ h_0^P \cdot \varphi_{B2} + (b - c) \cdot \delta \right] + C_{Sv} \cdot \frac{c}{v} \cdot \alpha_2 \cdot h_0^P = 0 \quad (28)$$

Дифференцируя (28) по  $\alpha_2$  и в целях отыскания экстремума функции, приравняем полученное выражение к нулю:

$$\frac{\partial h_0^P}{\partial \alpha_2} \cdot \left( \beta \cdot \varphi_{B2} \cdot c + \alpha_2 \cdot \frac{c}{v} \right) + \frac{c}{v} \cdot h_0^P = 0, \quad (29)$$

где  $\varphi_{B2} = \frac{h^P}{h_0^P}$ ;

**Уравнение равновесия сечения относительно моментов (I-е предельное состояние)**

$$M = R_b \cdot c \alpha_2 \cdot \left( h_o^P \right)^2 \cdot \left[ 1 - \frac{\alpha_2}{2} \right] \quad (30)$$

Рассматривая  $h_o^P$  как неявную функцию от  $\alpha_2$ , находим  $\frac{\partial h_o^P}{\partial \alpha_2}$ , для чего продифференцируем (30) по показанному выше известному правилу.

Произведя дифференцирование (30) и подставив полученные результаты в (29), после несложных преобразований получим выражение для характеристического параметра сечения:

$$\alpha_2 = \frac{\beta \cdot v \cdot \varphi_{Б2}}{1 + \beta \cdot v \cdot \varphi_{Б2}} \quad (31)$$

**Определение усреднённой ширины ребра "с" (II-е предельное состояние)**

Для определения параметра "с" воспользуемся зависимостью, ранее полученной при рассмотрении бетонного сечения для  $y_{цт}$ :

$$y_{цт} = \frac{c \cdot \delta \cdot (1 + \alpha_3)^2 + n \cdot \delta^2}{2 \cdot [c \cdot (1 + \alpha_3) + n \cdot \delta]} \quad (32)$$

$$\text{где } \alpha_3 = \frac{h_P - \delta}{\delta} \quad (33)$$

Используя далее зависимость (10), запишем:

$$c = n \delta \cdot \frac{2\alpha_3 - 1}{(1 + \alpha_3)^2} \quad (34)$$

Теперь возможно перейти к окончательному определению оптимальных габаритов сечения. Используя (31) и (34), запишем:

$$h_o^P = \left[ \frac{2M}{R_b \cdot c \cdot \alpha_2 \cdot (2 - \alpha_2)} \right]^{1/2} \quad (35)$$

Подставляя (34) и (35) в (30), получим:

$$\alpha_3 = \frac{h_o^P}{\delta} - \frac{\delta - a}{\delta} = \frac{1}{\delta} \times \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \cdot \alpha_2 \cdot (2 - \alpha_2)} \right]^{1/2} \times \left[ \frac{\alpha_3 \cdot (4 + \alpha_3)}{2\alpha_3 - 1} \right]^{1/2} - K \quad (36)$$

$$\text{где } K = \frac{\delta - a}{\delta}$$

Разрешающее уравнение задачи получим, разделяя в (36)  $\alpha_2$  и  $\alpha_3$ :

$$A = \left( \frac{h_o^\Phi}{\delta} \right)^2 = \frac{2M^{(1)}}{R_b \cdot \alpha_2 \cdot (2 - \alpha_2) \cdot \delta^2} = \frac{(\alpha_3 + K)^2 \cdot (2\alpha_3 - 1)}{\alpha_3 \cdot (4 + \alpha_3)} \quad (37)$$

где  $h_o^\Phi$  - рабочая высота фиктивного равнопрочного прямоугольного сечения

$$h_o^\Phi = \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \cdot \alpha_2 \cdot (2 - \alpha_2)} \right]^{1/2} \quad (38)$$

Для иллюстрации метода рассмотрим конкретный пример определения оптимального ребристого сечения трубы диаметром 1600 мм. Исходные расчётные данные приведены в таблице, (цены 2000 г.).

1. Задаёмся  $\varphi_{Б2} = 1,16$  и определяем

$$\alpha_2 = \frac{\beta \cdot v \cdot \varphi_{Б2}}{1 + \beta \cdot v \cdot \varphi_{Б2}} = 0,283$$

2. Находим величину

$$h_o^\Phi = \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \cdot \alpha_2 \cdot (2 - \alpha_2)} \right]^{1/2} = 9,15 \text{ см и}$$

$$h^\Phi = h_o^\Phi + a = 9,15 + 3,0 = 12,15 \text{ см}$$

3. Находим  $A = \left( \frac{h_o^{pp}}{\delta} \right)^2 = 1,03$

4. Зная А, графически решаем уравнение (37), задаваясь  $\alpha_3$  при  $K = \frac{\delta - a}{\delta} = 0,667$ . Графическое решение уравнения показано на рис. 4. Решением является величина  $\alpha_3 = 1,4$

5. Находим усреднённую ширину ребра при  $n\delta = 12\delta$

$$c = 12\delta \cdot \frac{2\alpha_3 - 1}{(1 + \alpha_3)^2} \approx 34 \text{ см}$$

6. Находим

$$h_o^P = \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \cdot \alpha_2 \cdot (2 - \alpha_2)} \right]^{1/2} \times \left[ \frac{c + 12\delta}{c} \right]^{1/2} = 18,70 \text{ см}$$

$C_b$ , руб/м <sup>3</sup>	$C_{Sv}$ , руб/м <sup>3</sup>	$R_s$ , кг/см <sup>2</sup>	$R_b$ , кг/см <sup>2</sup>	$R_{bin}$ , кг/см <sup>2</sup>	$\beta = C_b/C_{Sv}$	$v = R_s/R_b$	$\beta \cdot v$	$M^{(1)}$ , кгсм см	$\delta$ , см
685	6000x7,85 = 47100	4000	171	15	0,0145	23,4	0,340	3480	9

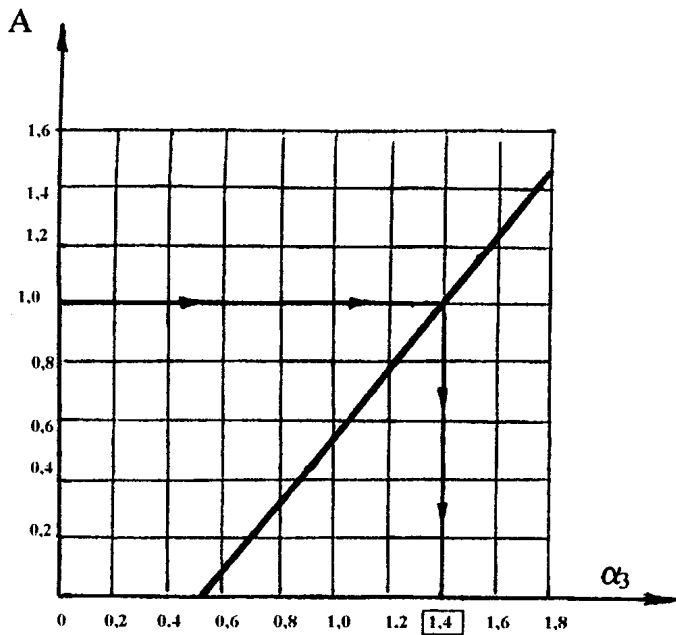


Рис. 5. График  $\alpha_3 - A$

Проверим коэффициент  $\varphi_{Б2} : \varphi_{Б2} = \frac{h_p}{h_0^P} = \frac{18,7 + 3,0}{18,7} =$

$= 1,1604 \approx 1,16$

7. Находим площадь ребристого сечения:

$$F_p = 1710 \text{ см}^2$$

8. Находим площадь оптимального прямоугольного сечения:

$$F_{пр} = H_{пр} \times (c + 12\delta) = 1725 \text{ см}^2$$

9. При заданной величине момента находим площадь сечения арматуры в ребристом и прямоугольном сечениях по обычным зависимостям СНиП 2.03.01-84:

$$A_S^{пр} = 15,72 \text{ см}^2 / 1,42 \text{ м}; \quad A_S^P = 7,7 \text{ см}^2 / 1,42 \text{ м}$$

10. Определяем полную стоимость материалов в сечении:

$$C_{\Sigma}^{пр} = 191,17 \text{ руб} \quad \text{и} \quad C_{\Sigma}^P = 153,4 \text{ руб.}$$

Из соотношения  $\frac{C_{\Sigma}^{пр}}{C_{\Sigma}^P} \approx 1,25$  следует, что равноне-

сущее оптимальное прямоугольное сечение в 1,25 раза менее экономично, чем оптимальное ребристое.

11. Составим условие неравенства стоимостей труб ребристых и с гладкой стенкой для сечений равной ширины  $(c+n\delta)$ :

$$C_B \left[ (n\delta^2 + ac + h_0^P \cdot c) \right] + C_{Sv} \cdot \frac{\alpha_2 c}{v} h_0^P <$$

$$< C_B (c + n\delta) (h_0^{пр} + a) + C_{Sv} \cdot \frac{\alpha_1 (c + n\delta)}{v} \cdot h_0^{пр} \quad (39)$$

После преобразований получим уравнение "целесообразности":

$$\left[ \frac{2M^{(1)} \cdot c}{R_b (c + n\delta) \alpha_2 (2 - \alpha_2)} \right]^{1/2} \cdot (\alpha_2 + \beta v) + \beta v \frac{n\delta(\delta - a)}{c + n\delta} \leq$$

$$\leq \left[ \frac{2M^{(1)}}{R_b \alpha_1 (2 - \alpha_1)} \right]^{1/2} (\alpha_1 + \beta v) \quad (40)$$

Многочисленные стандартные прочностные испытания труб показали, что все конструкции имеют запасы по трещиностойкости в среднем в 1,7 раза и в 1,17 раза по прочности выше нормируемых стандартами величин нагрузок. В настоящее время ребристые трубы нашли широкое применение в городском строительстве Москвы, Энгельса, Саратова и Уфы. Причём на ряде строек применены ребристые трубы, имеющие внутреннюю полиэтиленовую облицовку, защищающую бетон и арматуру от воздействия газовой коррозии.

## Выводы

На основании всего комплекса проведенных работ возможно сделать следующие основные выводы:

разработанная методика оптимального проектирования железобетонных конструкций на примере безнапорных ребристых труб позволила создать изделие, обладающее высокой прочностью, трещиностойкостью и при этом обеспечивает снижение стоимости материалов, необходимых для его изготовления от 15 до 35%;

предлагаемые аналитические методы позволяют определить область рационального применения ребристых конструкций взамен труб со стенкой, имеющей обычное гладкое сечение и найти оптимальные габариты ребристого сечения стенки;

сформулированные в методе критерии проектирования могут быть использованы проектировщиком при разработке практически любой бетонной или железобетонной конструкции;

разработанный комплект нормативно-технической документации позволил создать промышленное производство железобетонных ребристых труб диаметрами 1000-1600 мм на специализированных предприятиях Москвы и Энгельса, максимально используя существующую на заводах технологическую инфраструктуру.

## Библиографический список

1. Андреев А.Г., Тевелёв Ю.А., Каплан М.Б., Малютин Г.Н.. Технология изготовления железобетонных безнапорных ребристых труб диаметрами 1000, 1200 и 1600 мм. // Строительные материалы. - № 12. - 1998.
2. Бояршинов С.В. Основы строительной механики машин. М. 1973.
3. Пастернак П.Л. Железобетонные конструкции. М. 1961.
4. Тевелёв Ю.А., Кобахидзе А.Ф. Сборные железобетонные конструкции специального назначения. Тбилиси, 1981.

*А.Д.БЕГЛОВ, канд. техн. наук, Р.С.САНЖАРОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (С.Петербургский государственный ун-т строительства и архитектуры); В.М.БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф., академик РААСН (МИКХиС)*

### К вопросу о моделях евростандартов и СНиП по железобетону

Расчетные модели и гипотезы, заложенные в основу норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций, развиваются естественным образом. Первоначально нормы использовали линейную “классическую” модель, основанную на законе Гука.

В тридцатые годы прошлого столетия А.А.Гвоздев внедрил в нормативные методы новую и уникальную модель [1] для расчёта несущей способности, основанную на понятии пластического шарнира. Введению этой модели предшествовали жесткие научные дискуссии по моделям Консидера, Мерша, Лолейта, Николаи, Геннибека, Штаермана и др. Тем самым А.А.Гвоздев остроумно разделил отдельные расчетные задачи теории железобетона: определение разрушающей нагрузки; расчет появления трещин и их развития; определение деформаций и так далее. Модель пластического шарнира целенаправленно позволила в последующем существенно продвинуть теорию расчета железобетона и получить целый ряд важных результатов.

Одновременно за эти годы шло накопление экспериментальных, статистических и теоретических данных о работе железобетона в конструкциях, что позволило разработчикам евростандартов обосновать внедрение в нормы “деформационной модели сечения” железобетонного элемента (балок и колонн), которая основывается на четырех гипотезах.

Согласно первой из них, деформации бетона и арматуры в плоскости и из плоскости изгиба определяются с использованием гипотезы плоских сечений. Эта гипотеза дает

существенное геометрическое упрощение задачи и является условием совместности деформаций бетона и стали железобетонного элемента. Она также широко используется в теории расчета металлических, деревянных конструкций и кирпичной кладки. Приближенная теория, основанная на гипотезе плоских сечений, позволяет избежать бесполезных дискуссий и неоправданной работы.

При использовании модели пластического шарнира для оценки несущей способности надобность гипотезы плоских сечений отсутствовала. По этой причине возникала большая серия научных работ, отрицавших возможность применения этой гипотезы со ссылкой на экспериментальные данные. При этом не учитывалось, что гипотеза плоских сечений не включает в себя никаких предположений о свойствах материала конструкции. В этой гипотезе важно было только то, чтобы выполнялось основное условие ее применимости – малость сдвигов по сравнению с углами поворота.

Согласно второй гипотезе, считаются известными для случая однородного напряженного состояния при изгибе зависимости “напряжение – деформация” для бетона и арматуры. Это позволяет по известным относительным деформациям рассчитать напряжения бетона и арматуры в различных точках сечения. Для обоснования этой гипотезы в последние годы появилось достаточное количество экспериментально-теоретических работ. Более ранние попытки уточнить эпюру бетона в сжатой зоне следует считать преждевременными, так как

для этого не было достаточных экспериментальных данных [2, 3].

Третья гипотеза считает возможным указанные выше диаграммы “напряжение – деформация” при неоднородном напряженном состоянии (вследствие изгиба) получать из опытов по однородному напряженному состоянию простого сжатия или растяжения. В частности, для бетона используется криволинейная диаграмма с ниспадающей ветвью, и предлагается аналитическое описание этой диаграммы [4].

Деформация в бетонных образцах, находящихся в условиях одноосного равномерного сжатия (безградиентного, однородного), может развиваться с отличиями от деформации сжатых волокон, находящихся в сжатой зоне изгибаемого элемента (градиентного, неоднородного). Однако не существует экспериментальной техники, позволяющей только экспериментальным путем построить зависимость “ $\sigma$ – $\epsilon$ ” для бетонного волокна изгибаемого элемента. Вследствие этого в расчетах изгибаемых бетонных элементов и используется диаграмма “ $\sigma$ – $\epsilon$ ”, полученная для других условий (одноосное, однородное сжатие).

Коэффициенты (a,b,c,g,e) этой модели

$$\sigma = (a\epsilon) \times \frac{b + c\epsilon}{g + e\epsilon}, \quad (1)$$

представляющей собой неправильную дробно-рациональную функцию (произведение линейной функции на дробно линейную функцию), в евростандартах преднамеренно жестко связаны с прочностными и деформативными характеристиками бетонного тела (призменная прочность, предельная деформация и т.д.). Та-

кая жесткая привязка не позволяет в нормативном проектировании заниматься уточнением значений этих коэффициентов, хотя такие попытки уже имеются [5]. Расчеты конструкций показывают, что запись диаграммы бетона "σ-ε" в форме (1) не дает существенных результативных отличий в сравнении с другими формами записи [6-8].

Четвертая гипотеза позволяет считать совпадающими нейтральные оси напряжений и деформаций при длительном нагружении [6].

На основании изложенной выше "деформационной модели сечения" рассмотрим некоторые модели современных СНиП по бетону и железобетону и предложения по их совершенствованию.

Из анализа "деформационной модели" следует частный предельный случай пластического шарнира. В нем зоны пластического растяжения - сжатия смыкаются; эпюра напряжений в сжатой зоне бетона достигает прямоугольного очертания; кривизна изогнутой оси элемента в этом сечении становится равной бесконечности. Такому предельному частному случаю соответствуют стержни нулевой гибкости ( $1/h = 0$ ,  $l$  - длина;  $h$  - высота).

Указанный выше частный предельный случай "деформационной модели" соответствует принятому в наших нормах модели теории разрушающих нагрузок, предельного равновесия. Характеризуя её, А.А.Гвоздев пишет [2]: "Вплоть до исчерпания несущей способности деформации должны быть настолько малыми, чтобы можно было пренебречь изменением всех геометрических величин, входящих в условие равновесия".

Такое требование условно выполняется только для стержней небольшой гибкости  $1/h \leq 8$ . Для внецентренно сжатых элементов ситуация усугубляется тем обстоятельством, что при  $1/h > 8$  замена криволинейной эпюры напряжений прямоугольной недопустима. В наиболее нагруженном сечении внецентренно сжатого элемента (в момент потери несущей способности) эпюра напряжения в бетоне может при-

нимать различные очертания: треугольное (со слабой нелинейностью); нелинейное трапецидальное; криволинейное [6]. Напряжения в арматуре могут быть при этом различны. Заметим, что погрешность применения прямоугольной эпюры напряжений в бетоне нелинейно увеличивается с ростом  $1/h$ . Причем этот результат не меняют ни учет отклонения распределения деформации от гипотезы плоских сечений, ни видоизменение очертаний диаграммы "σ-ε" для бетона и стали, в сравнении с (1).

В наших нормах используется условная модель учета гибкости внецентренно сжатых элементов, предложенная ещё в тридцатые годы прошлого столетия А.А.Гвоздевым и В.И.Мурашёвым. Для того времени, когда свойства железобетона были мало изучены, применение этой модели совместно с моделью пластического шарнира являлось удачной находкой. Краткая суть этой модели состоит в следующем. На основе приближённой линейной теории прогиб внецентренно сжатого прямоугольного стержня записывается в виде:

$$\eta = \frac{e_0 + f}{e_0} = \frac{1}{1 - N \times \frac{l^2}{\pi^2 EI}} = \frac{1}{1 - N \times \frac{1,2}{E} \times \frac{1}{F} \times \left(\frac{l}{h}\right)^2}, \quad (2)$$

где  $E/1,2=400 R_{y1}$ ;  $R_{y2}=1,25 R_{np}$  - модуль упругости бетона  $E$  выражается через прочность бетона  $R_{np}$ .

В последние годы вводились и уточнялись коэффициенты в выражении (2) [9]. Использование (2) в практике проектирования вызвало острые дискуссии в научной литературе [10-12]. Причина этих дискуссий кроется в методических несовершенствах модели (2), неверно описывающей прогиб колонны  $f$ , особенно при приближении сжимающей силы  $N$  к силе  $N_3$  (Эйлера). Заметим, что применение деформационной модели сечения [4] и формулы (2) является несовместимым.

Необходимо обратить внимание на проблему учета фактора време-

ни в расчетах железобетонных конструкций. Для её решения вместо уравнения (1) должны использоваться объединённые уравнения пластичности и ползучести, типа предложенных в работе [6]. Многие современные теории ползучести бетона этому требованию не удовлетворяют, так как используют для мгновенных деформаций закон Гука, а не криволинейную зависимость. В современной теории ползучести имеются достаточно точные модели решения задач расчёта конструкций с учётом фактора времени, позволяющие отказаться от различных условных приёмов: метода изохронных кривых; метода, изложенного в [13], и других.

### Библиографический список

1. Гвоздев А.А. О пересмотре способов расчёта железобетонных конструкций и о первых его результатах, М. — Л., Госстройиздат, 1934, 51с.
2. Теория расчёта и конструирования железобетонных конструкций, Сб. трудов НИИЖБ, М., 1958, 214с.
3. Галь К.Э. Расчёт бетонных и железобетонных конструкций по расчётным предельным состояниям, М., Стройиздат, 1955, 84с.
4. СЕВ-FJP MODEL CODE, 1990.
5. Вопросы проектирования железобетонных конструкций, Сб. трудов РГСУ, Ростов-на-Дону, 2000, 112с.
6. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона, Харьков, 1962, 322с.
7. Беглов А.Д. Устойчивость железобетонных элементов из плоскости изгиба при кратковременном и длительном нагружении, Л., 2000, 115с.
8. Санжаровский Р.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести, ЛГУ, 1998, 216с.
9. Чистяков Е.А., Беликов В.А. Изгиб и внецентренное сжатие коротких и гибких элементов//Бетон и железобетон. — 1971. — № 5. — С.10-14.
10. Дроздов П.Ф. О расчёте гибких железобетонных колонн//Бетон и железобетон. — 1979. — № 2. — С.30-31.
11. Чистяков Е.А. Учёт прогибов при расчёте сжатых элементов//Бетон и железобетон. — 1979. — № 1. — С.36.
12. Бондаренко В.М., Санжаровский Р.С. О расчёте железобетонных колонн//Строительная механика и расчет сооружений. — 1984. — № 2. — С.16-17.
13. Шубик А.В. Предложения по расчёту железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил с учётом фактора времени//Бетон и железобетон. — 2002. — № 1. — С.16-19.



## Памяти Г.К.Хайдукова (1912–2004)

19 апреля 2004 г. скончался Георгий Константинович Хайдуков, почетный член РААСН, Заслуженный деятель науки РФ, доктор технических наук, профессор.

Г.К.Хайдуков начал трудовую деятельность в 1927 г. чертежником вагоностроительного завода в г.Мытищи. В 1928г. он окончил механический техникум, а в 1934 г. без отрыва от производства — инженерно-конструкторский факультет МИСИ им. Куйбышева, защитил диплом с отличием и был рекомендован в аспирантуру этого института. В 1933-1945 гг. Г.К.Хайдуков — старший и ведущий инженер Промстройпроекта и Гипроазота, а в 1936-1945 гг. — прораб на строительстве больших аэродинамических труб ЦАГИ. С 1938 г. он был аспирантом и ассистентом кафедры железобетонных конструкций МИСИ, где в 1941 г. защитил кандидатскую диссертацию.

В 1946 г. Г.К.Хайдуков работал в Институте строительной техники Академии архитектуры СССР в качестве старшего научного сотрудника и руководителя лаборатории сборного железобетона. В 1956 г. в НИИЖБе им была создана лаборатория пространственных конструкций, которую он возглавлял более 30 лет. В 1963 г. он защитил докторскую диссертацию, а в 1965 г. утвержден в звании профессора.

Г.К.Хайдуков являлся одним из ведущих специалистов в области сборного железобетона, расчета, моделирования и конструирования сборных железобетонных тонкостенных пространственных конструкций зданий и сооружений.

Им выполнен большой объем экспериментальных и теоретических исследований по изучению работы железобетонных и армоцементных оболочек, складок, ступенчато вспарушенных панелей и других тонкостенных конструкций на упругой и неупругой стадиях работы и при исчерпании несущей способности от кратковременного и длительного действия нагрузки. Под его руководством были разработаны основные нормативные и рекомендательные документы по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий, а также сталефибробетонных конструкций.

Г.К. Хайдуков участвовал в проектировании и строительстве уникальных московских зданий и сооружений, таких как МГУ и других высотных зданий, комплекса Курского вокзала (покрытие из преднапряженных складок длиной 48 м), спортзала “Дружба”, торговых зданий в Челябинске и Минске, полносборных элеваторов диаметром 12 м на Украине и в Молдавии, а также первых крупнопанельных жилых зданий в разных городах страны.

С 1938 г. он вел педагогическую работу в качестве ассистента, доцента и профессора кафедры железобетонных конструкций МИСИ, ВЗИСИ, а также научного руководителя по подготовке высококвалифицированных кадров в области сборного железобетона и железобетонных пространственных конструкций. Им были подготовлены более 30 кандидатов и докторов технических наук.

Г.К. Хайдуков имел 25 авторских свидетельств, им опубликовано более 250 работ, в том числе за рубежом. Он вел также большую научно-общественную работу, являлся членом Исполкома и почетным членом Международной ассоциации по конструкциям типа оболочек — ИАСС, президентом нашего национального комитета этой организации, членом научно-технических и специализированных советов НИИЖБ и МИСИ в области железобетона, членом секции по присуждению Ленинских и государственных премий, председателем комиссии по тонкостенным конструкциям Совета по координации научных работ в области железобетона.

За успешную долготелетнюю деятельность Г.К. Хайдуков был награжден орденом “Трудового Красного Знамени”, медалями. За разработку и внедрение пространственных конструкций он был удостоен звания Лауреата премии Совета Министров СССР.

Всегда активный, жизнерадостный, Г.К. Хайдуков до последних минут жизни занимался своим любимым делом. Таким он надолго останется в нашей памяти.

**Дирекция и научные коллективы  
НИИЖБ и ЦНИИСК**

---

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 04.06.04. Формат 60x88<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 873

Адрес редакции  
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)  
Тел. 292-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9  
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО

# СКБ СТРОЙПРИБОР

ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ на изготовление средств измерений №000110-ИР

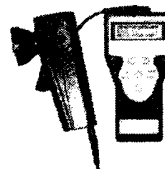
## ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

### ИПС-МГ4.01

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Приборы оснащены функциями ввода коэффициента совпадения  $K_c$  типа контролируемого изделия и вычисления класса бетона В. Обеспечивается автоматическая обработка и архивирование результатов измерений. Диапазон измерения прочности 3...100 МПа

Объем памяти 500 значений. Возможность занесения 9 индивидуальных зависимостей.

Объем памяти 15000 значений. Возможность занесения 20 индивидуальных зависимостей. Расширенный режим измерений с возможностью выбора вида заполнителя, возраста и условий твердения бетона



### ПОС-30(50)МГ4 «Отрыв»

Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

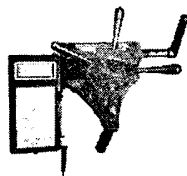
Оснащены электронным силоизмерителем, индикацией скорости нагружения, автоматической обработкой измерений.

Диапазон.....5...100 МПа  
Максимальное усилие анкера:  
ПОС-30МГ4.....29,4 кН (3000 кгс)  
ПОС-50МГ4.....49,0 кН (5000 кгс)

### ПОС-50МГ4 «Скол»

Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

Диапазон:  
методом скалывания.....10...70 МПа  
методом отрыва.....5...100 МПа



## ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

### ДО-МГ4

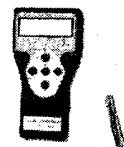
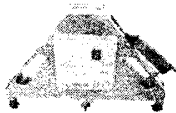
Измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной стяжки по ГОСТ 22362.

Диаметр контролируемой арматуры.....3...9 мм  
Диапазон усилия.....200...6000 кгс (1,96...59 кН)

### ЗИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре железобетонных изделий частотным методом по ГОСТ 22362.

Диапазон напряжений 100-1800 МПа в арматуре диаметром 3-32 мм длиной 3-18 м



## ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

### ИТП-МГ4 «100/250»

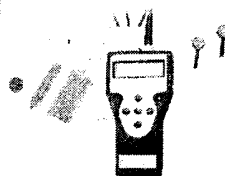
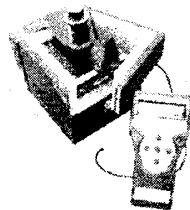
Измеритель теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256

Диапазон определения коэффициента теплопроводности.....0,02...1,5 Вт/м К

### ИТП-МГ4.03 «Поток»

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 трехканальный с режимом самосписса (до 15 суток).

Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....2...500 Вт/м<sup>2</sup>  
Диапазон измерения температуры.....-30...+100°С



## ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

**ТЦ МГ4.01** - измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самосписса (до 5 суток).

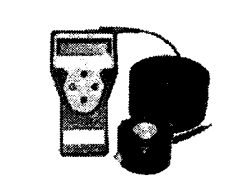
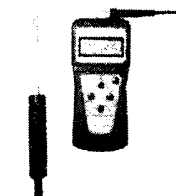
Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....10...999 Вт/м<sup>2</sup>  
Диапазон измерения температуры.....-20...+85°С

**ТЦЗ-МГ4.01** - термометр цифровой зондовый. Одно- и двухканальный, с режимом самосписса (до 15 суток).  
Диапазон измерения температуры.....-20...+250°С

**МГ4Д** - измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588. 8 пород древесины.

**МГ4Б** - измеритель влажности бетона, кирпича, древесины по ГОСТ 16588, 21718. Настройка на 13 видов бетона и кирпича, 8 пород древесины

**МГ4У** - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы.  
Диапазон измерения влажности.....1...60%



### ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры железобетонных конструкций магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения защитного слоя.....3...100 мм  
При диаметре стержней.....3...40 мм

### Измерители адгезии ПСО-МГ4

Предназначены для определения прочности сцепления защитных и облицовочных покрытий с основанием

Максимальное усилие отрыва:  
ПСО-2.5МГ4.....2,45 кН (250 кгс)  
ПСО-5МГ4.....4,90 кН (500 кгс)  
ПСО-10МГ4.....9,80 кН (1000 кгс)

### Анемометр ИСП-МГ4

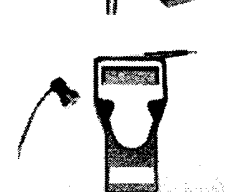
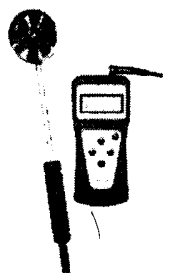
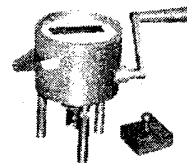
Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры. Имеет режим самосписса (до 24 часов)

Диапазон измерения скорости воздушного потока.....0,3...30 м/с  
температуры.....-20...+100°С

### Вибротест-МГ4+

Измеритель виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов. Имеет режим самосписса (до 25 часов).

Диапазон измерения частоты.....2...1000 Гц  
Диапазон измерения амплитуды.....0,01...20 мм



454084, г. Челябинск, а/я 8538, тел./факс (3512) 90-16-85, 90-16-13,  
г. Москва, НИИ ЖБ, Рязанский пр., 61, тел./факс (095) 174-78-01, 174-72-05  
e-mail: stroypribor@chel.surnet.ru, www.stroypribor.ru