

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

*МАДАТЯН С.А., ЕРЕМИН В.Я., ЕРЕМИН А.В., РАЯНОВ С.Ф., САРАФАНОВ Н.В., БУДАНОВ А.А.* Узел стыкового соединения стержней арматуры в сжатых железобетонных элементах ..... 2

### БЕТОНЫ

*СЕСЬКИН И.Е.* Технологические аспекты формирования прочности и деформативности прессованного бетона ..... 5

*УРХАНОВА Л.А., ЧИМИТОВ А.Ж.* Газобетон на основе активированных вяжущих веществ ..... 9

*КОРОЛЕВ А.С., ВОЛОШИН Е.А., ОЛЮНИН П.С.* Модифицирование структуры и свойств цементного камня путем регулирования поверхностных явлений ..... 13

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

*СЕМЧЕНКОВ А.С., КОЗЕЛКОВ М.М., ЛУГОВОЙ А.В.* Жесткости омоноличенных сопряжений (швов, стыков) между элементами сборных дисков перекрытий ..... 17

*ИВАНОВ А.* Расчет железобетонных плит на продавливание ..... 20

*КРИШАН А.Л., ЗАЙКИН А.И., КУПФЕР М.С.* Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов ..... 22

### ТЕОРИЯ

*БОНДАРЕНКО В.М.* Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде ..... 25

### В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

*НАЗАРЕНКО В.Г., ИВАНОВ А.* Режимная прочность бетонов ..... 28

### НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 95-летию К.В. Михайлова ..... 30

*С.А. МАДАТЯН, д-р техн.наук, проф. (НИИЖБ); В.Я. ЕРЕМИН, канд. техн.наук, А.В. ЕРЕМИН, С.Ф. РАЯНОВ, Н.В. САРАФАНОВ (фирма "РИТА"); А.А. БУДАНОВ, инж. (МГСУ)*

### УЗЕЛ СТЫКОВОГО СОЕДИНЕНИЯ СТЕРЖНЕЙ АРМАТУРЫ В СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

В большинстве зданий и сооружений можно найти железобетонные элементы или отдельные их части, постоянно находящиеся в сжатом состоянии. К таким относятся сваи в основаниях тяжелых зданий и сооружений.

Объем применения буронабивных свай-РИТ увеличивается с каждым годом [1, 2]. Особенно резко возрос спрос на эти сваи на московских стройках после их успешного использования в основании жилого дома высотой 120 м (проспект Вернадского, 37), инициатором строительства которого был д.т.н. проф. С.А. Амбарцумян (в то время вице-президент Главмосстоя). Здесь на 899 сваях-РИТ диаметром 300 мм и длиной 21 м, объединенных плитой площадью 1570 м<sup>2</sup> в комбинированный свайно-плитный (КСП) фундамент, был возведен дом весом 128 тыс. т. Осадки дома, по данным мониторинга, осуществляемого специалистами НИИОСП им. Н.М. Герсегова, стабилизировались, не превысив 40 мм [3]. Применение свай-РИТ позволило обеспечить высокое качество фундаментов, сократить сроки строительства и сэкономить огромные средства.

Достигнутая экономия могла быть еще больше, если бы в то время (2003 г.) была решена проблема эффективного стыкового соединения секций арматурных каркасов. Для армирования упомянутых свай длиной 21 м использовали каркасы, изготовленные из двух отдельных секций, которые стыкуются между собой во время монтажа. После погружения в скважину, заполненную бетонной смесью, нижней секции длиной 11,7 м и ее временного "вывешивания", краном подавали верхнюю секцию длиной 10 м и производили их стыковку. Длина арматурных выпусков, замоноличиваемых в фундаментную плиту, составляла 700 мм, стыковое соединение внахлест "съедало" почти метр. На двух корпусах было израсходовано около 40 т арматурной стали А-III диаметром 28 мм на соединение внахлест. Возможно, стоимость перерасходованной арматуры в масштабах всей стройки незаметна, но, помимо перерасхода металла, выполнение соединения внахлест занимало много времени, иногда до 30 мин, что существенно сказывалось на темпах работ.

Известны и применяются другие варианты стыкового соединения секций арматурных каркасов, например ванной сваркой, сваркой с накладками, резьбовыми муфтами, обжимными втулками и т.п.

Соединение отдельных секций в арматурный каркас сопряжено с рядом сопутствующих проблем. Особенно отчетливо они проявляются при усилении железобетонных плитных фундаментов. Например, для возведения многоэтажных зданий над существующими сооружениями гражданской обороны (ГО) или усилении плитных фундаментов, сделанных "экономными" подрядчиками вместо КСП. Здесь длина секции арматурного каркаса регламентируется высотой помещения ГО или высотой подземного этажа. При высоте помещения 2,4 м длина нижней секции может соответствовать высоте помещения. Все вышерасположенные секции должны быть короче на длину перехлеста рабочих арматурных стержней (при стыке внахлестку), или на длину сварного шва (при стыке с помощью электросварки), или на длину соединительных втулок (при использовании обжимаемых втулок), или муфт (при использовании арматуры винтового профиля). Каждый из способов соединения отдельных секций в единый арматурный каркас имеет свои преимущества и недостатки.

Наиболее простой способ – соединение внахлестку. Длина перехлеста стержней определяется по формулам СНиП 2.03.01-84\* [4] или СП 52-101-2003 [5]. При этом не рекомендуется, чтобы диаметр рабочей арматуры превышал 36 мм [5]. Площадь рабочих стержней периодического профиля, стыкуемых в одном сечении или на расстоянии менее длины перепуска, не должна превышать 50% общей площади растянутой арматуры, необходимой по расчету для армирования железобетонной конструкции в данном сечении [4, 5], поскольку это приводит к значительному перерасходу металлопроката. Про стыковое соединение сжатой рабочей арматуры внахлестку в [4, 5] не упоминается, поэтому на эти стыки распространяют требования, предъявляемые к растянутой арматуре.

Возможно устройство стыка внахлест с соединением рабочей арматуры электросваркой. Длина перехлеста определяется длиной сварного шва. Можно выполнить стыковое соединение вертикальных стержней встык с помощью ванной сварки. Устройство равнопрочного сварного стыка характеризуется большими тепловложениями. Масса наплавляемого металла при сварке 6 стержней диаметром 28...32 мм превышает 1,2 кг. Арматурная сталь свариваемых стержней класса А-III может разупрочняться на рас-

стоянии до 1,0...1,2 диаметра арматуры в каждую сторону от сварного стыка. Погружение в бетонную смесь горячего сварного стыка может привести к хрупкому разрушению сварного шва или свариваемого металла. Технологический перерыв для естественного остывания сварного стыка повышает продолжительность монтажа арматурного каркаса, уводя ее за пределы времени гидратации цемента. Кроме того, погружение в бетонную смесь арматурного каркаса со сварными стыками, остывшими до температуры чуть ниже 100°C, при которой исключается разрушение сварного шва и вредное воздействие на бетонную смесь, приводит к ускоренной гидратации цемента в зоне стыка и образованию пробки из схватившегося бетона. Наличие таких пробок не позволяет погрузить арматурный каркас до проектной глубины, особенно если в каркасе имеется несколько сварных стыковых соединений. При сварке секций арматурного каркаса на открытом воздухе при отрицательных температурах возникают дополнительные проблемы, связанные с необходимостью устройства тепляков.

Применение обжимаемых втулок для соединения рабочей арматуры сдерживается высокой стоимостью специального гидравлического оборудования и проблемами размещения его захватов между плотно расположенными стержнями (расстояние между муфтами 1,0...1,5 диаметра рабочих стержней).

Винтовые соединительные муфты требуют использования арматуры винтового профиля. Отечественная промышленность в последние 15...20 лет такую арматуру не производит. Арматуру винтового профиля для грунтовых анкеров (сталь St 1050/950) мы вынуждены закупать в Германии. Кроме того, продольные стержни должны иметь возможность смещения. При соединении винтовыми муфтами нарушается нормируемое расстояние между стержнями и величина защитного слоя бетона в зоне установки муфт, равнопрочных арматуре.

Попытки стыковать секции арматурных каркасов до их монтажа в скважину успеха не имели. При переводе из горизонтального в вертикальное положение армокаркаса длиной около 20 м происходят необратимые остаточные деформации. Рабочие метко подметили, что каркас становится по форме "бананом". Погрузить в скважину глубиной 21 м армокаркас такой формы весьма сложно, не говоря уже о нарушении требований к величине защитного слоя бетона.

Несущая способность по грунту у свай-РИТ диаметром 320 мм и длиной 18...20 м достигает 200 т и более на вдавливающую нагрузку, что требует соответствующей прочности по материалу ствола сваи. В такой свае можно, соблюдая требования [4], разместить 6 рабочих стержней из арматуры класса А500С диаметром до 32 мм, что позволяет обеспечить необходимую несущую способность по материалу на участке ствола сваи, армированной стержнями мерной длины. А далее надо иметь равнопрочное стыковое соединение секций арматурного каркаса.

При вдавливающей нагрузке более 100 т ствол сваи, размещенный в грунте, всегда находится в сжатом состоянии по всему поперечному сечению. Учитывая, что часть вдавливающей нагрузки на участке сваи от низкого ростверка до верхнего стыкового соединения секций армокаркаса воспринимается грунтовым массивом [6], целесообразно в месте стыкового соединения уменьшать на соответствующую величину диаметр стержней продольной арматуры в нижерасположенной секции арматурного каркаса.

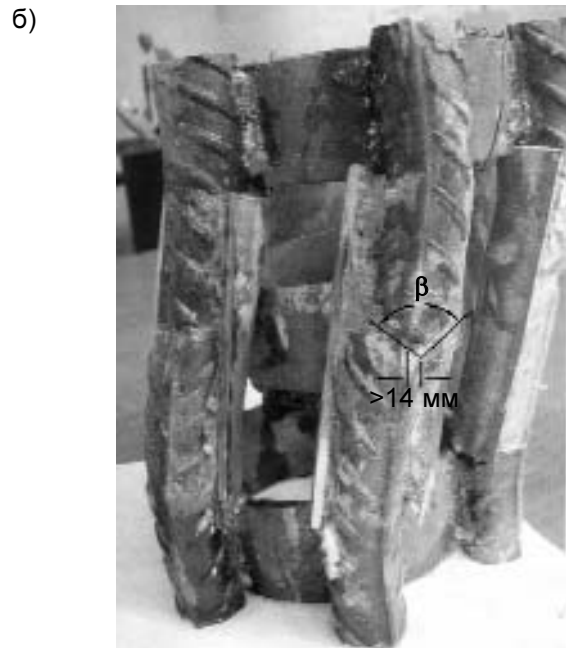
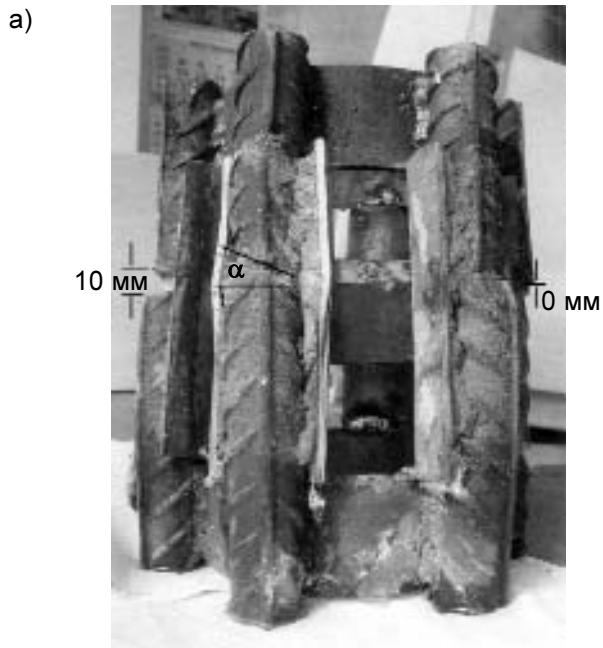
Творческий коллектив, в который вошли сотрудники фирмы "РИТА" и НИИЖБа, разработали конструкцию весьма технологичного стыкового соединения сжатых стержней арматурного каркаса. Согласно этому решению, все продольные стержни соединяемых между собой секций арматурного каркаса, работающего на сжимающие нагрузки, стыкуются с помощью тонкостенных трубок, заполняемых мелкозернистой бетонной смесью класса В25...В30.

Для проверки этой идеи были изготовлены опытные стыковые соединения, в которых специально утрировали возможные геометрические несовершенства стыкового соединения. Оси стыкуемых стержней сместили до половины их диаметра. Все стержни сделали разной длины, так что в каркасе только одна пара стыкуемых стержней могла соприкоснуться своими торцами. Между торцами остальных стержней зазор достигал сантиметра. Торцы стыкуемых стержней сделали не перпендикулярными продольной оси и не плоскими, для чего их обрезали газовым резаком под разными углами, достигающими 45°.

На приведенных фотографиях (рис. 1...4) показаны перечисленные несовершенства. Для наглядности соединительные трубки были разрезаны после испытания "сухого" узла (не заполненного бетоном) сжимающей нагрузкой 260 т, при которой стыковое соединение потеряло устойчивость.

По данным проведенных исследований были установлены наиболее оптимальные варианты стыкового соединения с помощью тонкостенных трубок или втулок из спирально навитой проволоки. Результаты испытаний на сжатие фрагментов разработанного узла соединения двух секций арматурного каркаса из 6 продольных стержней арматуры А500С периодического профиля диаметром 28 мм превзошли самые оптимистические прогнозы. При нагрузках 160...180 т, в зависимости от исполнения стыкового соединения, общая деформация узла составляла 1,23...1,95 мм, при расчетном сопротивлении 160,8 т.

Разрушение не замоноличенных бетоном фрагментов узла стыкового соединения происходило из-за потери устойчивости при сжимающей нагрузке 280...288 т. При испытаниях замоноличенного бетоном фрагмента узла стыкового соединения из 6 стержней А500С диаметром 28 мм полное разрушение произошло при сжимающей нагрузке 340 т. Деформация при нагрузке 180 т составила 1,19 мм, при 220 т – 1,93 мм.



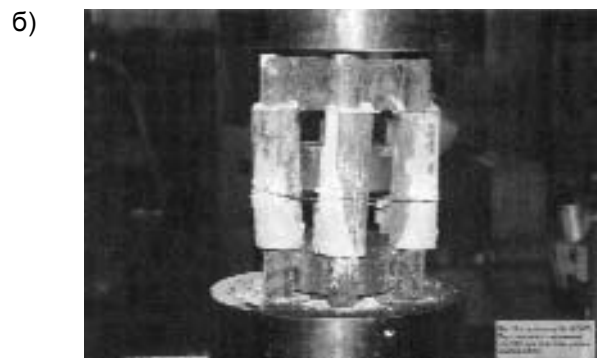
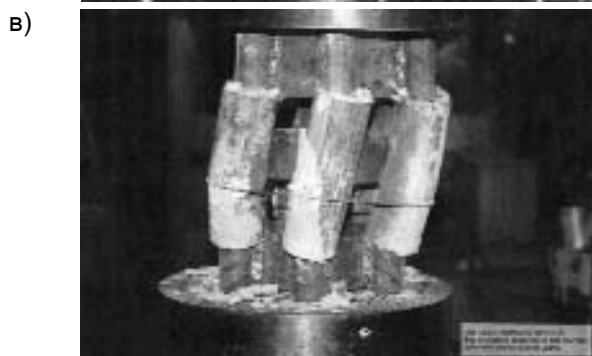
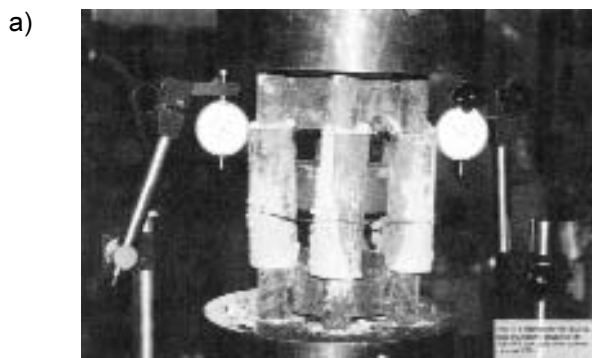
**Рис. 1.** При подготовке испытательных узлов специально утрировали их возможные геометрические несовершенства  
 а - расстояние между торцами рабочих стержней сделали разной величины – от 0 до 10 мм, торцы отдельных стержней сделали неперпендикулярными продольной оси; б - несоосность отдельных сжимаемых стержней доведена до половины их диаметра, торцы отдельных стержней заострили



**Рис. 2.** Обетонированный узел стыкового соединения подготовлен к испытанию сжимающей нагрузкой



**Рис. 3.** Начало разрушения бетона, нагрузка 260 т.



**Рис. 4.** Необетонированный узел стыкового соединения в процессе испытания  
 а - сжимающая нагрузка 220 т; б - сжимающая нагрузка 240 т; в - сжимающая нагрузка 288 т

Разработанное стыковое соединение оказалось весьма технологичным. После погружения нижней секции арматурного каркаса в скважину, заполненную мелкозернистой бетонной смесью, на выпуски продольных арматурных стержней надевают соединительные трубки и продолжают погружать секцию в скважину, пока соединительные трубки не заполнит бетонная смесь. Таким образом, трубками зачерпывают бетонную смесь. Затем секцию армокаркаса извлекают из скважины на 0,5...0,7 м, временно вывешивая в таком положении. Краном, копром или другим механизмом подают верхнюю секцию армокаркаса, ориентируя ее продольные стержни соосно соединительным трубкам, установленным на выпуски продольной арматуры нижней секции, затем опускают верхнюю секцию, погружая продольные стержни в соединительные трубки, заполненные мелкозернистой бетонной смесью. Избыточная бетонная смесь вытесняется из трубок входящими в них арматурными выпусками верхней секции. Смежные монтажные кольца нижней и верхней секций армокаркаса соединяют вязальной проволокой. Соединенные секции приподнимают, чтобы снять приспособление, на котором временно вывешивалась нижняя секция, после чего погружают арматурный каркас из состыкованных секций в проектное положение.

Получилась весьма удачная конструкция узла соединения армирующих стержней центрально сжатых железобетонных элементов [7], которая может найти применение в сваях-РИТ [8], а также в сваях других видов и даже в конструкциях колонн, если узел стыка разместить в зоне, где при любой схеме

действия нагрузок не могут возникнуть растягивающие напряжения.

Разработчики готовы уступить права на применение узла соединения армирующих стержней центрально сжатых железобетонных элементов [7] в форме не исключительной лицензии и оказать помощь во внедрении (E-mail:mailto:info@rita.com.ru).

### Библиографический список

1. **Еремин В.Я.** Применение электрогидравлического эффекта в строительстве. Комплексное воздействие полей при электровзрыве на грунты в геотехническом строительстве./ Действие электрических полей (электрического тока) и магнитных полей на объекты и материалы.// Доклады Всероссийского Научного семинара и выставки инновационных проектов 28-30 ноября 2002 г. в Москве. - М.: ИМАШ им. А.А.Благонравова, 2002, с. 56-66.
2. **Тер-Мартirosян З.Г., Буданов А.А., Еремин В.Я.** О повышении несущей способности свай, изготовляемых по разрядно-импульсной технологии //Информационный научно-технический журнал Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2004. № 1(60). - с.60-62.
3. **Еремин В.Я., Буданов А.А.** Высотным зданиям - надежный фундамент.// Информационный научно-технический журнал Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2005. № 10(81), с.65-67.
4. **СНиП 2.03.01-84\*** Бетонные и железобетонные конструкции.
5. **СП 52-101-2003** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного натяжения арматуры.
6. **Кубецкий В.Л., Косоруков В.А., Еремин В.Я.** Использование свай-РИТ при устройстве свайно-плитных фундаментов зданий повышенной этажности в Москве./ ПГС, 2005, № 12, с. 37-39.
7. **Патент** на полезную модель № 51639, МПК E02D 5/32, E04C 5/18, E04G21/12, ООО МПО РИТА, заявлено 08.11.05, зарегистрировано 27.02.06.
8. **Технические рекомендации** по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (свай-РИТ). ТР 50-180-06.-М.: ООО "УИЦ "ВЕК", 2006. - 68 с.

---

## БЕТОНЫ

---

*И.Е. СЕСЬКИН, канд. техн. наук (Самарский государственный ун-т путей сообщения)*

### ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ФОРМИРОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ПРЕССОВАННОГО БЕТОНА

Уплотнение бетона прессованием является техническим приемом, используемым при изготовлении некоторых бетонных и железобетонных конструкций и изделий. Он позволяет наряду с решением основной технологической задачи существенно интенсифицировать процесс твердения бетона и одновременно значительно улучшить его физико-механические свойства.

Режим прессования и условия твердения бетона в разных конструкциях значительно отличаются между собой, и поэтому они не одинаково влияют на формирование его прочностных и деформативных характеристик.

При уплотнении бетона давлением большое влияние на его прочность оказывает продолжитель-

ность прессования и величина опрессовочного давления. Кратковременное прессование позволяет увеличить оборачиваемость опалубки, а при продолжительном – достигается значительное повышение прочности. Следует, однако, отметить, что до настоящего времени единого мнения о продолжительности прессования не выработано. В существующих в настоящее время технологиях используется достаточно широкий диапазон длительности прессования – от кратковременного, по аналогии с режимом изготовления кирпича, и до 7...8 ч, как это имеет место при производстве напорных виброгидропрессованных труб. При этом экспериментально обоснованных рекомендаций, позволяющих учитывать режим прессования в формировании прочности

бетона в конструкциях, до настоящего времени не предложено.

В настоящей работе для установления влияния продолжительности прессования на прочность бетона были проведены специальные экспериментальные исследования, в которых продолжительность прессования изменялась от 15 с до 24 ч, а интенсивность прессования составляла 5 и 10 МПа.

Установлено, что при изменении времени прессования в указанном выше интервале наибольший прирост прочности достигается при продолжительности прессования от 15 с до 2 ч (рис.1). Более длительное твердение бетона под давлением не приводит к существенному увеличению его прочности.

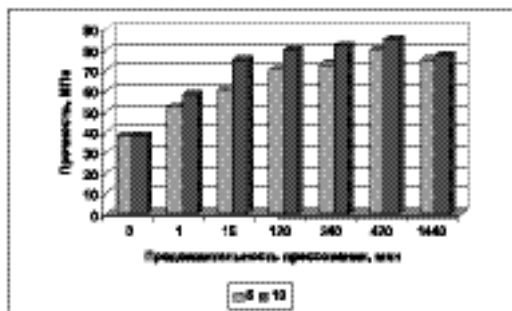


Рис.1. Влияние продолжительности прессования на прочность бетона

Наиболее отчетливо это можно проследить по коэффициенту упрочнения  $K_R$  (рис.2), представляющему собой отношение прочности прессованного бетона  $R_{пб}$  к прочности исходного бетона  $R_{иб}$ .

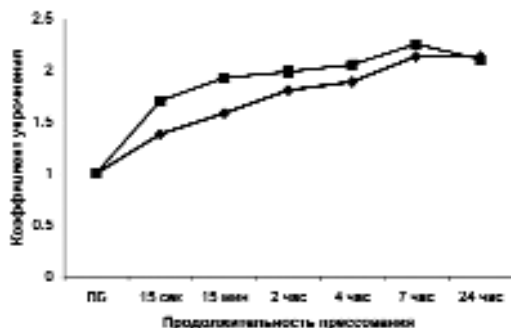


Рис. 2. Изменение коэффициента упрочнения в зависимости от продолжительности прессования при величине опрессовочного давления

◆ - 5 МПа; ■ - 10 МПа

Выявлено, что максимальный эффект от прессования достигается при твердении бетона под давлением в течение 7 ч. При продолжительности прессования свыше 7 ч наблюдается даже некоторое снижение прочности бетона и соответственно коэффициента упрочнения.

Следует, однако, заметить, что при более высоких давлениях (10 МПа) двукратное увеличение прочности наблюдается уже при 15-минутной выдержке под давлением. Такого же приращения прочности можно достичь менее интенсивным прессованием, но продолжительность прессования при этом увеличивается примерно до 4 ч.

Величина опрессовочного давления является одним из основных технологических факторов, способствующих существенному повышению прочности исходного бетона. В настоящее время среди исследователей, занимающихся вопросами уплотнения бетона давлением, выработалось единое мнение о том, что такая технология уплотнения является эффективным способом повышения прочности бетона и способствует более полному использованию потенциальных прочностных свойств его составляющих. В то же время в вопросе количественной оценки эффективности прессования имеются существенные разногласия. Это связано с тем, что на формирование прочности прессованного бетона одновременно влияет достаточно большое количество факторов. Часть из них относится и к обычному бетону, а часть – присуща только прессованному. И наиболее существенным фактором среди последних является величина раздвижки зерен крупного заполнителя. Известно, что при уплотнении бетона прессованием увеличение прочности бетона в основном связано с повышением прочности цементного камня. И поэтому для получения максимального эффекта от прессования расстояние между зернами крупного заполнителя следует принимать таким, чтобы цементное тесто имело возможность свободно сжиматься на необходимую величину, обусловленную прессующим давлением.

Енукашвили И.Р., исследуя влияние величины опрессовочного давления на прочность бетона при достаточно широком диапазоне расхода цемента (от 350 до 900 кг/м<sup>3</sup>), установил [1], что при уплотнении бетона давлением увеличение прочности наблюдается до интенсивности прессования 15...20 МПа. Дальнейшее повышение давления не только не приводит к росту прочности, но даже способствует её снижению. Это подтверждается и результатами работы [2].

Таким образом, основываясь на результатах уже выполненных исследований, можно констатировать, что область рационального применения данной технологии, с точки зрения максимального использования потенциальных прочностных свойств составляющих бетона, находится в интервале давлений 15...20 МПа. Однако следует заметить, что создание давления такой интенсивности при производстве больших конструкций представляется технически сложным и экономически нецелесообразным, такие давления можно создавать только при изготовлении мелкоштучных изделий.

В существующих технологиях изготовления больших конструкций из уплотненного прессованием бетона (трубы, пресс-бетонная тоннельная обделка) величина опрессовочного давления составляет порядка 3 МПа. Твердение бетона под таким давлением способствует более быстрому набору прочности, по сравнению с исходным бетоном (рис.3), и ее увеличению примерно в 1,5 раза. Особенно интенсивный набор прочности прессованного

бетона наблюдается в первые дни твердения, что следует связывать с более ранним процессом образования первичной структуры в прессованном цементном камне бетона.

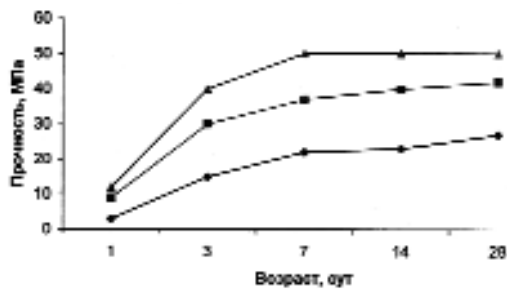


Рис. 3. Кинетика нарастания прочности бетона во времени при твердении под давлением (МПа)

◆ - 0; ■ - 1,5; ▲ - 3

Если представить кинетику нарастания прочности прессованного бетона естественного твердения в виде коэффициента упрочнения (рис. 4), то можно заметить, что закономерность изменения его величины носит затухающий во времени характер. На начальном этапе набора прочности коэффициент упрочнения имеет максимальное значение, а со временем оно уменьшается, асимптотически приближаясь к некоторой постоянной величине. Снижение во времени коэффициента упрочнения следует связывать, по-видимому, с постоянным увеличением внутренних напряжений в прессованном цементном камне, которые вызывают в нем деструктивные процессы. Указанные процессы в прессованном цементном камне и в обычном смещены во времени. Они гораздо раньше протекают в прессованном цементном камне, чем в непрессованном, ускоряя тем самым процессы формирования прочности самого бетона.

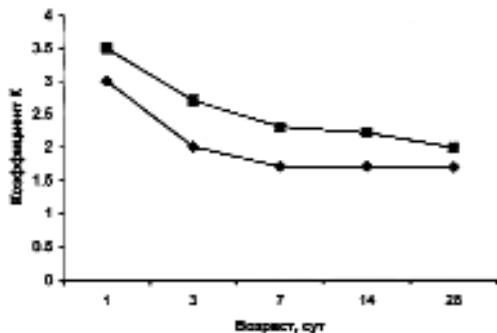


Рис. 4. Характер изменения коэффициента упрочнения  $K_R$  во времени при твердении под давлением

◆ - 1,5 МПа; ■ - 3 МПа

При длительном прессовании предварительно вибрированного бетона, с одновременной термообработкой, происходит значительная интенсификация процесса формирования прочности бетона и соответственно существенное изменение его физико-механических и деформативных характеристик.

В представленных в настоящей работе исследованиях физико-механических характеристик вибропрессованного бетона величина опрессовочного дав-

ления принималась равной 3 и 6 МПа. Параллельно, для сопоставления, из бетона того же состава изготавливали образцы по обычной технологии (т. е. твердеющие при атмосферном давлении). Все образцы проходили термообработку по режиму, принятому при производстве напорных труб: 2 ч подъем температуры до 85°C, затем 8-часовая выдержка при этой температуре, по окончании термообработки – равномерное остывание в течение 2 ч и распалубка. В качестве крупного заполнителя в бетоне использовали гранитный щебень и шлак фосфорного производства, имеющий прочностные характеристики, близкие к гранитному щебню, а его модуль упругости примерно на 20% выше, чем у гранита.

Связь между прочностью исходного и вибропрессованного бетона проще всего устанавливать через переходный коэффициент  $K_R$ . Использование такого коэффициента позволяет прогнозировать прочность вибропрессованного бетона в конструкции как в момент распалубки, так и в любой момент времени  $t$ . Для этого необходимо знать прочность исходного бетона к этому же времени, которую легко определить, используя стандартные методы контроля прочности обычного бетона.

Статистический анализ экспериментальных данных показал (см. таблицу), что нижний доверительный интервал величины переходного коэффициента для 5%-ного уровня значимости составляет 1,62 для бетона, твердеющего под давлением 3 МПа, и 1,79 – для твердеющего под давлением 6 МПа.

#### Статистические характеристики коэффициента $K_R$

Объем выборки	Среднее значение $K_R$	Среднее квадратичное отклонение $\sigma$	Коэффициент вариации	Нижний доверительный интервал для 5%-ного уровня значимости
104/65	1,65/1,82	0,165/0,21	0,1/0,12	1,62/1,79

Примечание: перед чертой - статистические характеристики для бетона, твердеющего под давлением 3 МПа; за чертой – 6 МПа

Установлено также, что при твердении под давлением основной прирост прочности бетона приходится на интервал давлений от 0 до 3 МПа. В этом интервале прочность бетона возрастала в среднем на 56%. При последующем повышении опрессовочного давления на 100% (с 3 до 6 МПа) увеличение прочности наблюдалось только на 18% (по сравнению с прочностью бетона, твердеющего под опрессовочным давлением 3 МПа).

Статистическая обработка результатов эксперимента показывает, что между прочностью и величиной опрессовочного давления существуют тесная корреляционная связь. Парный коэффициент корреляции составляет порядка 0,9.

**Прочность бетона при растяжении** предопределяется в основном прочностью цементного камня и сцеплением крупного заполнителя с растворной частью. При вибропрессовании свойства цементного камня претерпевают значительные изменения. Его прочность при твердении под давлением, принятым при производстве напорных труб, повышается более чем в 1,5 раза [3], что, в свою очередь, способствует росту прочности при растяжении как цементного камня, так и бетона в целом.

Данные экспериментальных исследований показывают, что прочность при растяжении вибропрессованного бетона выше примерно на 25...30%, чем исходного (рис.5). Рост прочности при растяжении следует связывать как с увеличением прочности цементного камня при его твердении под давлением, так и с повышением прочности контакта между крупным заполнителем и растворной частью бетона.

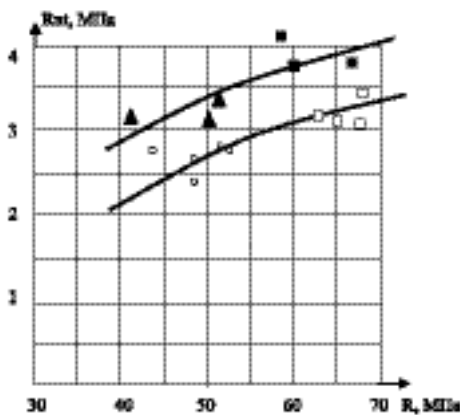


Рис. 5. Зависимость между прочностью при осевом растяжении и кубиковой прочностью бетона  
○ - обычного на гранитном заполнителе; ▲ - то же, на шлаковом заполнителе; ■ - вибропрессованного на гранитном щебне; □ - то же, на шлаковом заполнителе

Виброгидропрессование, наряду с повышением прочности бетона, способствует и увеличению его **начального модуля упругости**. Однако это увеличение не пропорционально росту его прочности. При повышении опрессовочного давления от 0 до 3 МПа наблюдалось увеличение прочности в среднем в 1,62 раза, а модуля упругости – в 1,28 раза, т.е. рост модуля упругости бетона несколько отстает от роста его прочности. Основной прирост модуля упругости достигается, так же, как и прочности, – в интервале опрессовочного давления от 0 до 3 МПа. При дальнейшем увеличении давления рост модуля упругости заметно замедляется.

В инженерных расчетах нормирование величины модуля упругости вибропрессованного бетона может осуществляться двумя независимыми методами: первый – через переходной коэффициент, второй – путем использования тесной корреляционной зависимости между призменной прочностью и модулем упругости, как это принято в нормативных документах.

Связь между модулем упругости виброгидропрессованного бетона  $E_{ББ}$  и модулем упругости ис-

ходного бетона  $E_{\sigma}$  по первому методу записывается в виде

$$E_{ББ} = E_{\sigma} \cdot K_E$$

Статистическая обработка более чем 100 экспериментально полученных данных показывает, что нижний доверительный интервал численного значения переходного коэффициента  $K_E$  при 5%-ном уровне значимости составляет: для бетона, твердеющего под давлением 3 МПа, – 1,28; для бетона, твердеющего под давлением 6 МПа, – 1,43.

На рис. 6 показано изменение модуля упругости вибропрессованного бетона с ростом его прочности. Из рисунка следует, что большое количество результатов близко "укладываются" на нормативную кривую изменения модуля упругости обычного бетона. Это свидетельствует о возможности использования тесной корреляционной связи между призменной прочностью вибропрессованного бетона и его модулем упругости. Исключение составляют образцы из бетона на шлаковом заполнителе. Модуль упругости указанного бетона примерно на 10% выше, чем бетона на гранитном заполнителе.

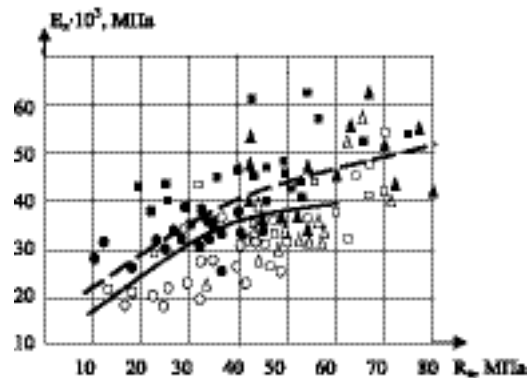


Рис. 6. Изменение начального модуля упругости бетона  
○ - обычного на гранитном заполнителе; ● - то же, на шлаковом заполнителе; □ - твердеющего под давлением 3 МПа на гранитном заполнителе; ■ - то же, на шлаковом заполнителе; ▲ - твердеющего под давлением 6 МПа – на граните; △ - 6 МПа, то же, на шлаковом щебне; — - по СНиП; - - - - - для бетона на шлаковом щебне

**Предельные деформации обычного бетона** в нормах проектирования приняты при сжатии  $200 \times 10^{-5}$ , а при растяжении  $15 \times 10^{-5}$  независимо от прочности бетона.

Для оценки предельной сжимаемости вибропрессованного бетона была использована зависимость вида [4]

$$\varepsilon_{sw} = \frac{R_b}{E_b} \left( 1.1 + \frac{24}{2 + R_b} \right)$$

Предельные деформации по приведенной формуле определяли путем подстановки в нее фактических значений призменной прочности и модуля упругости отдельно для каждого испытанного образца. Результаты, полученные экспериментально-теоретическим путем, приведенные на рис. 7, показывают, что значения предельной деформации обычного бе-



тона на гранитном заполнителе достаточно плотно укладываются вокруг теоретической кривой, построенной по приведенной зависимости.

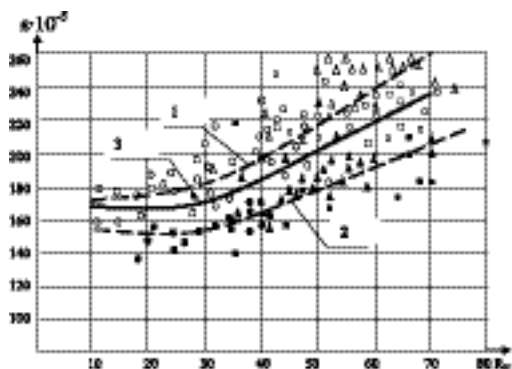


Рис. 7. Зависимость между призменной прочностью и предельной сжимаемостью бетона

○ - обычного на гранитном заполнителе; ● - то же, на шлаковом щебне; □ - твердеющего под давлением 3МПа на гранитном заполнителе; ■ - то же, на шлаковом щебне; ▲ - твердеющего под давлением 6 МПа на гранитном заполнителе; ▴ - то же, на шлаковом щебне; 1 - вибропрессованного бетона на гранитном заполнителе; 2 - то же, на шлаковом щебне; 3 - по данным СНиП

Предельные же деформации вибропрессованного бетона выше обычного. Это следует объяснить тем, что рост прочности прессованного бетона происходит более интенсивно, чем модуль упругости, что и приводит к некоторому увеличению его предельной сжимаемости.

Бетоны на шлаковом щебне имеют меньшую деформативность, по сравнению с бетонами на гранитном заполнителе. Снижение предельной сжимаемости указанного бетона вызвано более высоким, чем у гранитного щебня, модулем упругости шлака, что способствует увеличению модуля упругости и самого бетона.

Таким образом, совокупность полученных данных показывает, что характеристики исходного бетона при прессовании претерпевают значительные изменения, на которые существенное влияние оказывают режим прессования и условия твердения. Учет фактических свойств позволит эффективнее использовать материалы при проектировании и точнее учитывать действительную работу конструкций из прессованного бетона.

### Библиографический список

1. Енукашвили И.Р. Исследование технологии и свойств виброгидропрессованного бетона: Автореф. дис. канд. техн. наук. Тбилиси, 1973.
2. Бабич Е.М., Блаженин И.И., Макаренко Л.П. Прочность бетона при трехосном сжатии //Бетон и железобетон. - 1966. - №7.
3. Сеськин И.Е. Влияние технологии уплотнения бетона прессованием на работу конструкций. - Самара: СамГАПС, 2006. - 227 с.
4. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А.А. Гвоздева. М. Стройиздат, 1978, 204 с.

Л.А. УРХАНОВА, А.Ж. ЧИМИТОВ, кандидаты техн. наук (Восточно-Сибирский государственный технологический ун-т, Улан-Удэ)

## ГАЗОБЕТОН НА ОСНОВЕ АКТИВИРОВАННЫХ ВЯЖУЩИХ ВЕЩЕСТВ

Исходя из прогнозных оценок спроса и предложения по основным видам строительных материалов и конструкций на период до 2010 г. и последующие годы, наибольший интерес для строительной индустрии Республики Бурятия представляет производство эффективных стеновых материалов с использованием местных минеральных ресурсов. В этом случае развитие производства и применения ячеистых бетонов позволит существенно снизить стоимость строительства, его трудоемкость и энергозатратность при одновременном повышении долговечности, качества и экологичности домов в суровых климатических условиях.

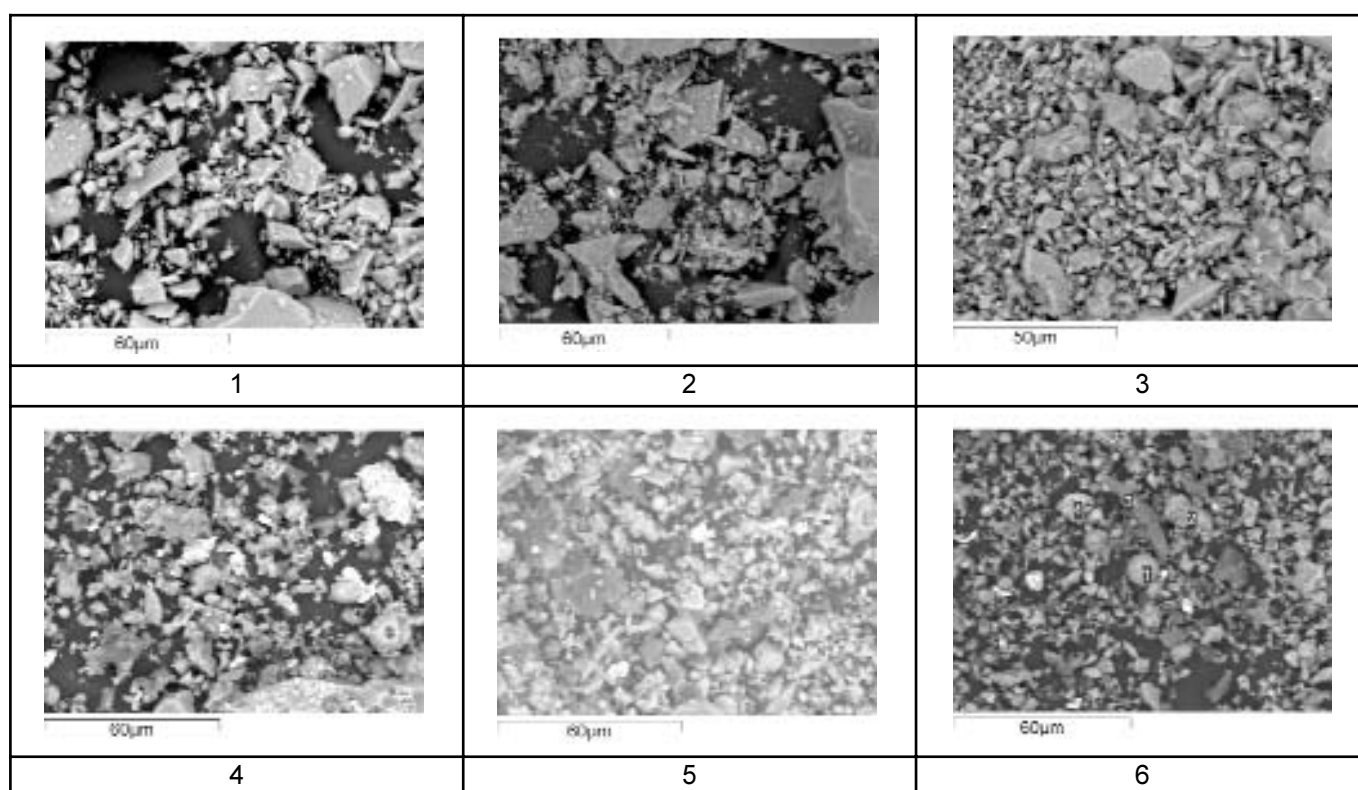
Авторами проведены исследования газобетона автоклавного и неавтоклавного твердения на основе активированных известково-кремнеземистых вяжущих (ИКВ), полученных совместным измельчением негашеной извести и кремнеземистого компонента до различной степени дисперсности. Для получения ИКВ и газобетона на его основе были использованы природные и техногенные силикатные и алюмосиликатные материалы Забайкалья: перлиты и цеолиты

Мухор-Талинского месторождения, зола-унос Улан-Удэнской ТЭЦ-1, кварц-полевошпатовый песок. Химический состав сырьевых материалов представлен в табл. 1.

Проведенные исследования показали, что повышение эксплуатационных свойств газобетона и снижение затрат на его получение может быть достигнуто путем предварительной обработки вяжущих веществ в аппаратах с высокой энергонапряженностью и интенсивностью, что обуславливает повышение реакционной способности компонентов. Реакционная активность порошкообразного сырья зависит от формы, размеров, характера поверхности частиц, зернового состава дисперсной системы, которая, в свою очередь, определяется, характером воздействия на измельчаемый материал.

С помощью электронно-микроскопического анализа удалось установить закономерности изменения морфологии частиц исходных сырьевых материалов алюмосиликатного состава в зависимости от способа измельчения и определить влияние морфологии частиц на свойства активированных вяжущих

Оксиды/компонент	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	FeO	SO <sub>3</sub>	ппп	CO <sub>2</sub>
Перлит	71,5	12,13	0,52	0,77	0,37	3,21	5,2	0,43	-	5,87	-
Зола-унос	61,88	20,11	4,6	4,16	2,26	0,59	0,41	2,0	0,59	3,40	-
Цеолиты	74	14	3,3	1,8	1,7	5,5	0,9	-	-	до10	-
Кварц-полевошпатовый песок	74,18	15,1	3,45	3,50	2	-	0,05	-	0,12	1,6	-



**Рис.1. Электронно-микроскопический анализ сырьевых материалов**

1 - перлит стекловидный, шаровая мельница; 2 - то же, планетарная мельница; 3 - то же, стержневой виброистиратель; 4 - зола-унос, шаровая мельница; 5 - то же, планетарная мельница; 6 - то же, стержневой виброистиратель

композиций. Анализ зависимости морфологии частиц от способа измельчения показал, что при измельчении материалов на стержневом виброистирателе образуются более тонкие, плоские и окатанные зерна, форма которых отличается, а содержание мелких фракций значительно выше, по сравнению с ударно-истирающей активацией (рис.1). Теоретический расчет величины аккумулируемой в обрабатываемых материалах энергии показал, что ее поглощение в алюмосиликатных материалах вследствие истирающих воздействий больше, чем в результате удара и сжатия. Это обуславливает более высокую степень гидратации и прочность ИКВ.

Известно, что качество, долговечность и теплозащитные свойства изделий из ячеистых бетонов за-

висят от их макроструктуры [1]. При определении технологических режимов производства газобетона важно определить такие параметры, которые обеспечивают получение материала с наиболее качественной макроструктурой.

Были проведены многофакторные эксперименты по подбору составов газобетона автоклавного и неавтоклавного твердения, обеспечивающие качественную макроструктуру бетона. При определении оптимальных составов и режимов изготовления исследовали влияние следующих технологических факторов, которые оказывают решающее влияние на качество и свойства газобетона: оптимальное соотношение кремнеземистого компонента и вяжущего в смеси, активность (содержание активных оксидов CaO)

вяжущего, текучесть растворной смеси и соответствующего ей водотвердого отношения, количество добавки-порообразователя. В результате оперирования данными факторами можно выйти на качественную структуру и хорошие строительно-технические свойства газобетона. Силикатная масса состояла из активированного ИКВ, золы-уноса с различной степенью дисперсности и песка в качестве заполнителей. Газообразующей добавкой служила алюминиевая пудра марки ПАП-1, депарафинированная сульфатом, с содержанием активного алюминия 82% и тонкостью помола 500...600 м<sup>2</sup>/кг.

Решающее значение в формировании макроструктуры газобетона имело условие приготовления известково-кремнеземистого вяжущего. Для получения высокопрочного газобетона с качественной макроструктурой оптимальная активность вяжущего лежала в пределах 16...23% , удельная поверхность – 400...450 м<sup>2</sup>/кг (рис. 2, 3).

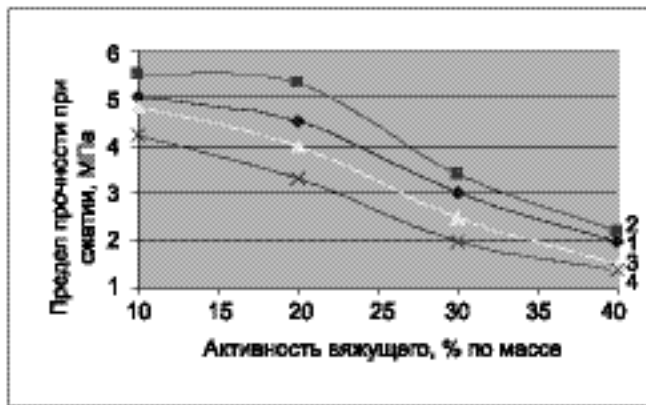


Рис. 2. Влияние активности и дисперсности известково-перлитового вяжущего на прочность газобетона  
 1 - S<sub>уд</sub> = 400 м<sup>2</sup>/кг; 2 - S<sub>уд</sub> = 450 м<sup>2</sup>/кг; 3 - S<sub>уд</sub> = 500 м<sup>2</sup>/кг;  
 4 - S<sub>уд</sub> = 600 м<sup>2</sup>/кг

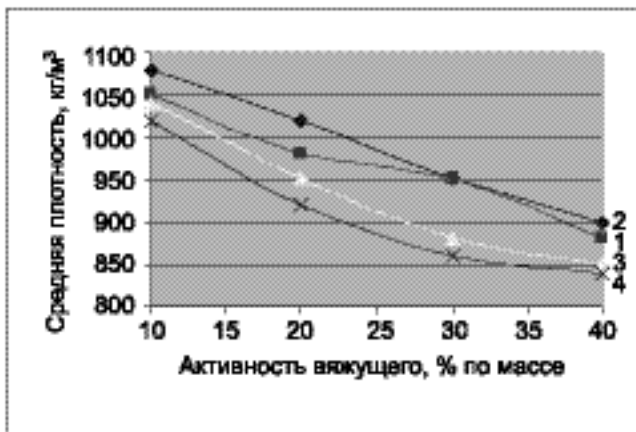


Рис.3. Влияние активности и дисперсности известково-перлитового вяжущего на плотность газобетона  
 1 - S<sub>уд</sub> = 400 м<sup>2</sup>/кг; 2 - S<sub>уд</sub> = 450 м<sup>2</sup>/кг; 3 - S<sub>уд</sub> = 500 м<sup>2</sup>/кг;  
 4 - S<sub>уд</sub> = 600 м<sup>2</sup>/кг

Несмотря на снижение плотности газобетона, повышение активности сверх этих значений оказывает отрицательное влияние на структурообразование.

Использование вяжущего с повышенной активностью значительно ускоряет процесс схватывания - конец схватывания бетона заканчивается через 30...40 мин. При этом в бетоне развивается температура 95...97°С. Быстрое схватывание сырца препятствует образованию равномерно распределенных сферических частиц в макроструктуре бетона. С помощью оптической микроскопии (микроскоп МБИ-8) обнаружена неоднородность макроструктуры и наличие ячеек неправильной формы.

Отклонение тонкости помола от оптимального значения, кроме неравномерности размера ячеек по толщине изделия, способствует образованию бесформенных и крупных ячеек.

Анализ результатов по определению оптимального В/Т -отношения для получения газобетона подтвердил известный факт влияния водотвердого отношения на прочность и плотность бетона: с увеличением В/Т прочность и плотность снижаются. При марке газозобетона на основе известково-перлитового вяжущего М35 оптимальным является водотвердое отношение, равное 0,40...0,45. Понижение расхода воды приводит к повышению прочности бетона и его средней плотности. Повышение содержания воды в силикатной массе ухудшает прочностные свойства ячеистого бетона за счет увеличения капиллярной пористости вяжущего, что объясняется деструктивными процессами при паровыделении из массы в камере ТВО. Установлено отрицательное влияние капиллярной пористости на прочностные и усадочные свойства газобетона. Кроме того, повышение В/Т сверх оптимального значения, т.е. уменьшение вязкости раствора и замедление процесса его схватывания, приводит к "ложному кипению" (газовыделение опережает схватывание), что вызывает нарушение структуры материала. Следовательно, с целью получения высокопрочного бетона необходимо работать на жестких смесях с использованием вибрационной технологии.

Основные строительно-технические свойства газобетона представлены в табл.2. Получен ячеистый бетон автоклавного и неавтоклавного твердения на основе активированных известково-перлитового и известково-зольного вяжущих с марками по прочности: М35, М50, М75 и марками по плотности Д700, Д800, Д900, Д1000.

Таблица 2

Марка газобетона по средней плотности	Марка газобетона по прочности	Класс газобетона по прочности при сжатии	Марка газобетона по морозостойкости	Водопоглощение, % по массе	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)
Д700	М35	В2,5	Ф35	25	0,125
Д800	М35	В2,5	Ф35	21	0,139
Д900	М50	В3,5	Ф50	24	0,169
Д1000	М50	В3,5	Ф50	25	0,175

Известно, что параметры пор в структуре газобетона влияют на теплозащитные свойства материала при его низкой влажности и соответственно на другие свойства: на равновесную влажность, гигроскопичность, водопоглощение, морозостойкость, а главное – на долговечность газобетона.

Для получения равномерно распределенных пор сферического характера в структуре газобетона растворную смесь подвергали обработке ультразвуком с помощью ультразвукового диспергатора УЗДН-А, рабочая частота генератора и излучателя которого составляет  $22 \pm 1,65$  кГц. Электрические колебания частотой 22 кГц, генерируемые транзисторным генератором блока питания, преобразуются пьезострикционным преобразователем излучателя в механические упругие колебания соответствующей частоты, которые воздействуют на диспергируемую среду. Время и интенсивность облучения обуславливают различную степень диспергации обрабатываемого материала.

Характеризуя структуру газобетона, обработанного ультразвуком, необходимо отметить увеличение количества мелких пор (на световом микроскопе МБИ-8) диаметром 0,5...0,7 мм с высокой степенью однородности: от 35...40% (бетон без обработки) до 50...55% при средней плотности бетона неавтоклавного твердения  $900 \text{ кг/м}^3$  (рис. 4). При этом происходит снижение коэффициента теплопроводности газобетона от  $0,169...0,170 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$  до  $0,145...0,146 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ .

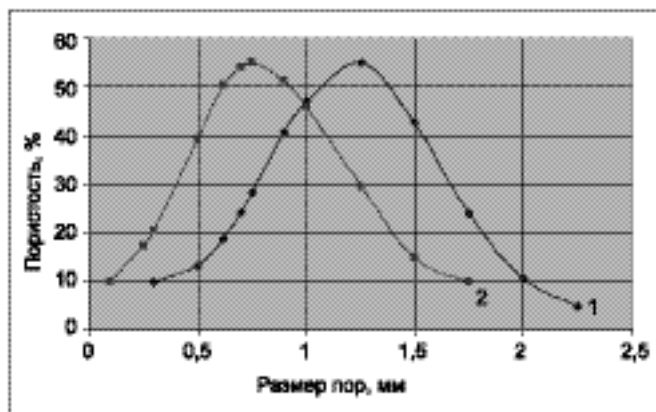


Рис. 4. Кривые нормального распределения пор по объему газобетона

1 - без использования ультразвуковой диспергации; 2 - с использованием ультразвуковой диспергации

Были исследованы усадочные деформации и теплопроводность полученных бетонов. Стабилизация усадочных процессов у газобетонов автоклавного и неавтоклавного твердения на механоактивированном вяжущем наступает после 120...130 сут хранения. Изменение коэффициента теплопроводности ( $\lambda$ ,  $\text{Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ ) лежит в расширенных пределах:

0,135...0,140 при средней плотности  $800 \text{ кг/м}^3$ ; 0,132...0,135 при  $750 \text{ кг/м}^3$ ; 0,125...0,132 при  $700 \text{ кг/м}^3$  и 0,118...0,125 при  $600 \text{ кг/м}^3$ .

Согласно территориальным строительным нормам "Энергосбережение в зданиях" ТСН 5-02 (Улан-Удэ, 2002), приведенное сопротивление теплопередаче стеновых ограждающих конструкций жилых

зданий должно быть  $4 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$ . При использовании

газобетона автоклавного твердения с маркой D600 и неавтоклавного твердения с маркой D800 толщина стены будет равна:  $S_{\text{CP}600} = 0,22 \cdot 4 = 0,88 \text{ м}$ ;  $S_{\text{CP}800} = \lambda \cdot R = 0,33 \cdot 4 = 1,32 \text{ м}$ . При использовании газобетона неавтоклавного твердения толщина стены будет более полуметра. В этом случае необходимо делать комбинированные стены с утеплением, например из пенобетона с теплопроводностью  $\lambda_{\text{г}} = 0,11 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ .

Выполнен расчет энергетических затрат на производство стеновых блоков на основе ячеистых бетонов оптимальных составов. Расчеты выполнялись по стандартным методикам [2], были использованы ранее определенные термодинамические константы эффузивных пород, теплоты гидратации извести и образования соединений. В приходной части теплового баланса в период изотермической выдержки учитывалась энергия экзотермического эффекта от взаимодействия  $\text{Ca(OH)}_2$ , кремнеземистого компонента и воды с образованием новых гидратных соединений. Энергия экзотермического эффекта определялась расчетным путем с учетом фазового состава новообразований, сформировавшихся к концу данного этапа ТВО. При расчетах учитывалось, что фактический расход пара в производстве обычно превышает теоретический на 30...40%. Расход пара для производства изделий на основе газобетона автоклавного твердения составил 220...230 кг, для изделий неавтоклавного твердения – 160...170 кг. Переход на неавтоклавное твердение приводит к экономии энергозатрат на выпуск стеновых блоков в среднем на 25...30 %, снижая себестоимость их производства при равных показателях физико-механических свойств.

## Библиографический список

1. Чернышов Е.М., Бирюков С.И. Зависимость макроструктуры газосиликата от технологических факторов // Труды проблемной лаборатории силикатных материалов и конструкции "Исследования по цементным и силикатным бетонам". - Воронеж: Изд-во Воронежского ун-та, 1966. - С.99
2. Марьямов Н.Б. Тепловая обработка изделий на заводах сборного железобетона (процессы и установки) -М.: Изд-во литературы по строительству, 1970.-271 с.

## МОДИФИЦИРОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ ПУТЕМ РЕГУЛИРОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТНЫХ ЯВЛЕНИЙ

Цементные композиты высокой долговечности производятся на основе современных принципов модифицирования структуры и свойств. В наибольшей мере при модифицировании используется регулирование химических и физико-химических процессов, протекающих при твердении цементного камня. Такие способы модифицирования, как снижение водоцементного отношения при введении супер- и гиперпластификаторов, использование ультрадисперсных высокоактивных минеральных добавок, применение полифункциональных добавок наиболее широко известны, высокоэффективны и позволяют в первую очередь уплотнить гидратную структуру цементного камня и, как следствие, структуру композита в целом.

Вместе с тем, дальнейшее развитие теории модифицирования цементных систем и прогнозирования свойств цементных композитов невозможно без исследования влияния поверхностных явлений в композициях, являющихся основой формирования структуры композитов.

Введение заполнителя в состав цементного камня значительно влияет на формирование структуры последнего, в первую очередь вследствие значительной адсорбционной способности поверхности заполнителя по отношению к воде. Введение дисперсных модификаторов и поверхностно-активных веществ также значительно изменяют адсорбционные свойства и поверхностную энергию композитной системы.

Основой связности и самоупорядочения композитных структур выступают поверхностные адсорбционные явления, т.е. адгезионная прочность и процессы смачивания, как наиболее значимые факторы формирования структуры зоны контакта матричного (вяжущего) и дискретного (заполнителя) компонентов. Именно адгезионное взаимодействие связующего с дисперсными наполнителем или заполнителем обуславливает особые свойства композитов [1].

Необходимым требованием к адгезивам (вяжущей системе) при получении композита с заданными свойствами является лиофильность поверхности субстрата (зерен заполнителя). Смачиваемость твердой поверхности адгезивом - изначальное явление в процессе адгезии. Ее можно охарактеризовать критическим поверхностным натяжением смачивания.

Наиболее полно изучено влияние поверхностных явлений на формирование прочности полимерных композитов. По данным ряда работ [2], дисперсный наполнитель, содержащий активные реакционноспо-

собные центры на поверхности, адсорбирует полимерное связующее, обуславливая направленную кристаллизацию при отверждении. Таким образом, прочность связи полимер-наполнитель остается высокой и может быть больше прочности в объеме полимера.

В цементных композитах характер влияния поверхностных явлений значительно отличается в связи с тем, что на поверхности заполнителя проявляется адсорбция воды, входящей в состав цементной смеси [3]. Это подтверждается данными о переменном характере водосодержания по толщине матричной прослойки [4]. У поверхности заполнителя цементное тесто характеризуется повышенным водосодержанием. Поэтому, в отличие от полимерных композитов, наоборот, зона контакта "матрица-заполнитель" в большинстве случаев является дефектной.

Однако является ли подобная неоднородность или микроанизотропия отрицательной, с позиции формирования плотности структуры композита в целом, остается неизученным вопросом. Большинство исследовательских работ свидетельствует о положительности однородности структуры композита с точки зрения его эксплуатационных свойств. Однако рядом работ и собственными разработками [5] этот тезис был опровергнут доказательством положительного действия вариатропии структуры композита при определенных условиях его эксплуатации. Можно показать, что в зависимости от условий эксплуатации в композитах выгодно создавать заданную управляемую переменность структуры.

Характеристиками адсорбционных сил в цементных композиционных смесях являются показатели молекулярной влагоемкости и водоудерживающей способности, основа которых лежит в лиофильности и водопотребности заполнителя, вяжущего и добавок, входящих в состав смеси. Введение добавок позволяет регулировать адсорбционную способность частиц вяжущего, особенно это проявляется при введении поверхностно-активных веществ и ультрадисперсных минеральных добавок. Последние способны адсорбироваться на поверхности частиц портландцемента или заполнителя и изменять их собственную поверхностную активность. Именно управление характером смачивания, т.е. адсорбционными силами в композиционных смесях, позволяет создать основы управления характером анизотропного строения матричного компонента композита с целью повышения его долговечности.

Для оценки влияния изменения поверхностной энергии композитных систем на формирование

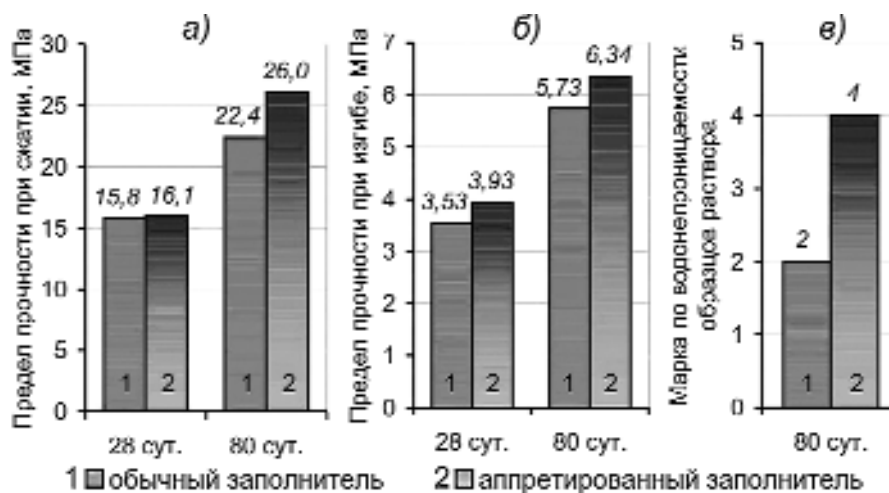


Рис. 1. Влияние обработки регулятором смачивания поверхности заполнителя  
 а - на прочность при сжатии; б - на прочность при изгибе; в - на водонепроницаемость

структуры были проведены две группы модельных исследований:

1) модельные исследования свойств цементных композитов при регулировании адсорбционной способности поверхности заполнителя;

2) модельные исследования свойств цементных композитов при регулировании адсорбционной способности поверхности частиц вяжущего.

Первая группа исследований включала поверхностную обработку мелкого заполнителя регулятором смачивания – полиэфиром жирных кислот, изготовление цементно-песчаных растворов, определение их прочностных показателей. Растворы изготавливали с соотношением цемент/песок=1/3 и равными водоцементными отношениями (В/Ц=0,6). Аппретирование заполнителя производилось пульверизацией 5%-ного водного раствора регулятора смачивания с дальнейшей сушкой заполнителя.

По результатам испытаний выявлено, что повышение гидрофильности зерен заполнителя улучшает прочностные показатели на 10...15% и водонепроницаемость композита на 40...50% при прочих равных условиях.

Вторая группа исследований включала изготовление равноподвижных бетонных смесей с равными водоцементными отношениями при различных дозировках пластификаторов, снижающих водопотребность портландцемента, с последующим испытанием прочностных свойств и водонепроницаемости (рис. 1).

В качестве пластификаторов применяли добавки лигносульфоната технического ЛСТ и суперпластификатора С-3. Для оценки их влияния на прочность и водонепроницаемость бетонов изготавливали равноподвижные бетонные смеси с Ц/В = 2,8 без пластификаторов и с теми же добавками в количестве 0,25 и 0,7% соответственно от массы цемента. При этом применялись портландцементы марок ПЦ400Д20, ШПЦ400 и ПЦ500Д0 следующих заводов-изготовителей: Сухоложского, Коркинского, Невьянского, Горнозаводского и Катав-Ивановского, что позволило

статистически оценить влияние пластификаторов на свойства бетонов.

Равная подвижность бетонной смеси сохранялась за счет регулирования расхода цемента. Снижения В/Ц при введении пластификаторов не производилось. Оценивали прочность при сжатии и водонепроницаемость бетонов при нормальном твердении и после ТВО. Результаты приведены на рис 2, 3.

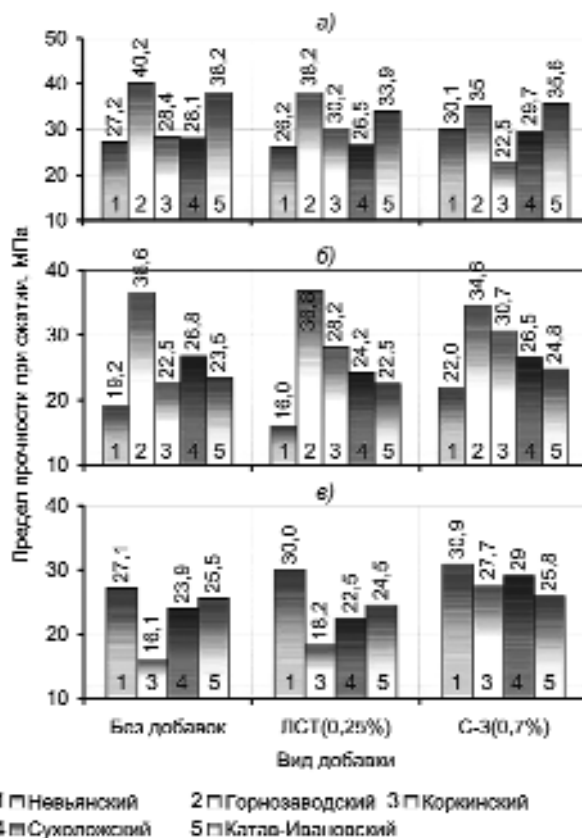


Рис. 2. Зависимость прочности бетона в возрасте 1 сут после ТВО от вида цемента и добавки-пластификатора  
 а - ПЦ500Д0; б - ПЦ400Д20; в - ШПЦ-400

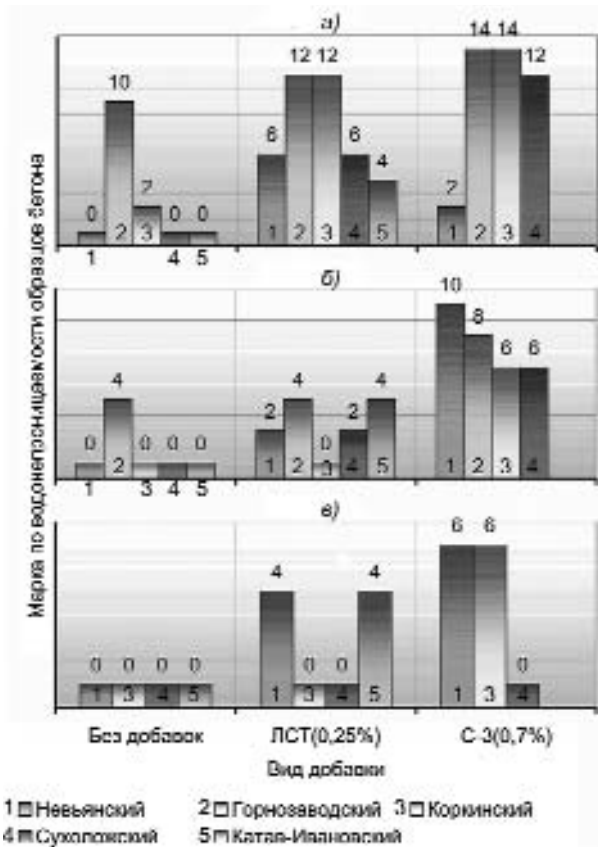


Рис. 3. Зависимость водонепроницаемости образцов бетона в марочном возрасте от вида цемента и добавки пластификатора  
 а - ПЦ500Д0; б - ПЦ400Д20; в - ШПЦ-400

По результатам можно сделать следующие выводы:

- 1) при отсутствии заполнителя введение пластификаторов в цементное тесто без водоредуцирования не приводит к приросту прочности или водонепроницаемости цементного камня;
- 2) в 80% случаев при введении пластификатора (при нормальном твердении и при ТВО) наблюдается повышение прочности бетонов при сжатии на 5...10%;
- 3) в 100% случаев введение пластификаторов приводит к повышению водонепроницаемости бетонов в 2...10 раз;
- 4) величина выявленного эффекта зависит от вида цемента и вида пластификатора; чем больший пластифицирующий эффект оказывает добавка на конкретном портландцементе, тем больший эффект упрочнения и уплотнения наблюдается впоследствии в структуре бетонов.

Таким образом, снижение поверхностной энергии портландцемента позволяет повысить свойства цементного композита.

На основании вышеизложенного можно сделать вывод о модифицировании структуры цементных композитов при изменении адсорбционной способности составляющих. Снижение адсорбционной способности вяжущего и повышение адсорбционной способности заполнителя при прочих равных усло-

виях позволяет повысить прочность и водонепроницаемость цементных композитов.

Водосодержание в матричной прослойке у поверхности заполнителя значительно выше, чем в ее центральной части. Исходя из этого, возникает предположение, что наблюдаемый эффект самоуплотнения обусловлен пониженным содержанием воды в прослойках цементного теста в бетонной смеси из-за отвлечения влаги на поверхность заполнителя. Таким образом, бетонную смесь можно рассмотреть как систему, в которой слои цементного теста вблизи поверхности зерен заполнителя обладают повышенным В/Ц, а в центре прослоек – пониженным (рис. 4).

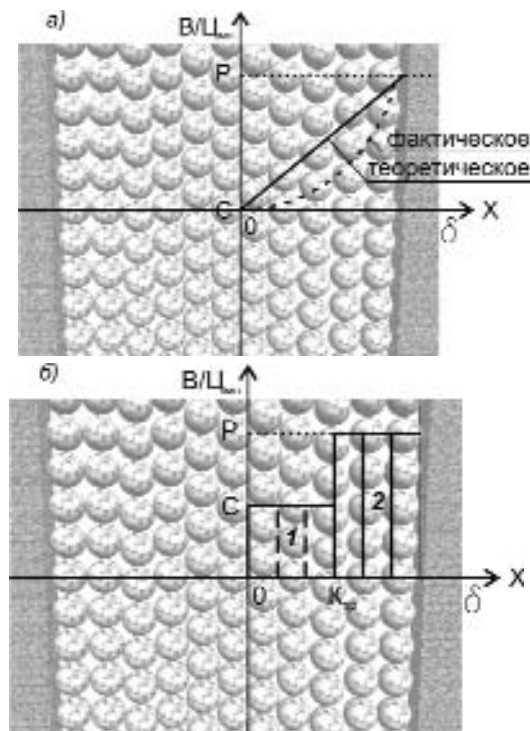


Рис. 4. Распределение В/Ц отношений по объему прослойки цементного теста  
 1 - зона пониженного В/Ц; 2 - зона повышенного В/Ц

Выдвинем гипотезу гидравлического самоуплотнения структуры цементного камня в цементных композитах:

- 1) распределение водосодержания в матричном компоненте цементных композитов является результатом баланса поверхностных сил заполнителя и портландцемента;
- 2) при В/Ц, не превышающем водоудерживающую способность смеси, в центре прослойки В/Ц не может быть менее уровня водопотребности, т.е. уровня нормальной густоты; в периферийной части прослойки поверхность заполнителя притягивает значительное количество воды, и общее водосодержание значительно превышает нормальную густоту портландцемента;
- 3) в целом структуру цементного камня в композите можно рассматривать как вариатронную, а для построения расчетной модели прослойку цементного теста можно условно разделить на две зоны: 1 – пони-

женного водосодержания, соответствующего В/Ц нормальной плотности цемента, 2 – повышенного водосодержания.

В [4] была показана эффективность и предложена расчетная модель формирования вариатропных структур. Основным значимым фактором в разработанных моделях является коэффициент вариатропии, представляющий собой отношение уровня вариации плотности и среднего уровня плотности.

Экспериментально было выявлено, что структура с переменной плотностью может быть разделена на два слоя: с позиции поведения под нагрузкой – на жесткий и деформативный; с точки зрения плотности: на плотный и пористый. С обеих позиций свойства лимитируются объемом и свойствами плотного слоя.

По экспериментальным данным получена новая гармоническая зависимость коэффициента плотного слоя

$$k_{сл} = \frac{S_{II}}{S} = 1 - \cos[1,57 (1 - k_{вар})]$$

При рассмотрении тяжелых цементных композитов структура матричного компонента может быть уподоблена вариатропной структуре, так как пористость у поверхности заполнителя в разы превышает пористость центрального слоя цементного камня.

Прочность композита с переменным распределением пор матричного компонента с учетом сопротивления только плотного слоя составит

$$R_c = R_{пл} k_{сл}$$

При рассмотрении тяжелых композитов в качестве факторов вариатропности вместо плотности можно применить показатель В/Ц отношения

$$k_{вар} = \frac{(B/Ц - B/Ц_{пл})}{B/Ц}$$

При В/Ц, не превышающем водоудерживающую способность композиционной смеси,

$$k_{вар} = \frac{(B/Ц - НГ)}{B/Ц} = 1 - \frac{НГ}{B/Ц}$$

Тогда  $k_{сл} = 1 - \cos\left[1,57 \frac{НГ}{B/Ц}\right]$

Прочность цементного камня может быть определена по зависимости

$$R_{сж} = \frac{0,08R_u(1 + 0,95 НГ)^2}{(НГ - 0,055)^2} \left[1 - \cos\left[1,57 \frac{НГ}{B/Ц}\right]\right],$$

где  $R_u$  – активность вяжущего, МПа.

Прирост прочности в результате гидравлического самоуплотнения составит

$$K_R = \frac{R_c}{R_{цк}} = \frac{R_{пл} k_{сл}}{R_{ср}} = \frac{(1 + 0,95 НГ)^2 \cdot (B/Ц - 0,06)^2}{(НГ - 0,06)^2 \cdot (1 + 0,95 B/Ц)^2} \left[1 - \cos\left[1,57 \frac{НГ}{B/Ц}\right]\right],$$

Согласно зависимости, введение заполнителя в состав композита позволяет обеспечить прирост прочности в диапазоне наиболее часто применяемых В/Ц=0,4...0,6 от 20 до 50%, особенно в композитах с небольшими расходами цемента (рис. 5,6).

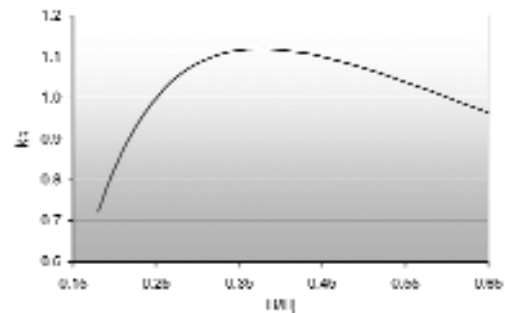


Рис. 5. Зависимость  $K_R$  от В/Ц при  $R_u=40$  МПа и  $НГ=25\%$

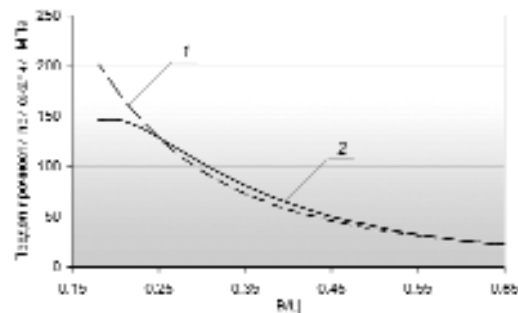


Рис. 6. Расчетные зависимости прироста прочности цементных композитов относительно цементного камня с равномерно распределенным водосодержанием

1 - цементный камень; 2 - бетон

Таким образом, структура с переменной пористостью при сопротивлении проявляет неоднородность, однако ее направленное формирование, за счет повышенных свойств плотного слоя матричного компонента, является эффективным направлением повышения качества цементных композитов.

При введении поверхностно-активных веществ эффект гидравлического самоуплотнения может быть увеличен, а его прирост оценен согласно предложенной зависимости путем учета снижения нормальной плотности цемента или прироста В/Ц у поверхности заполнителя.

### Библиографический список

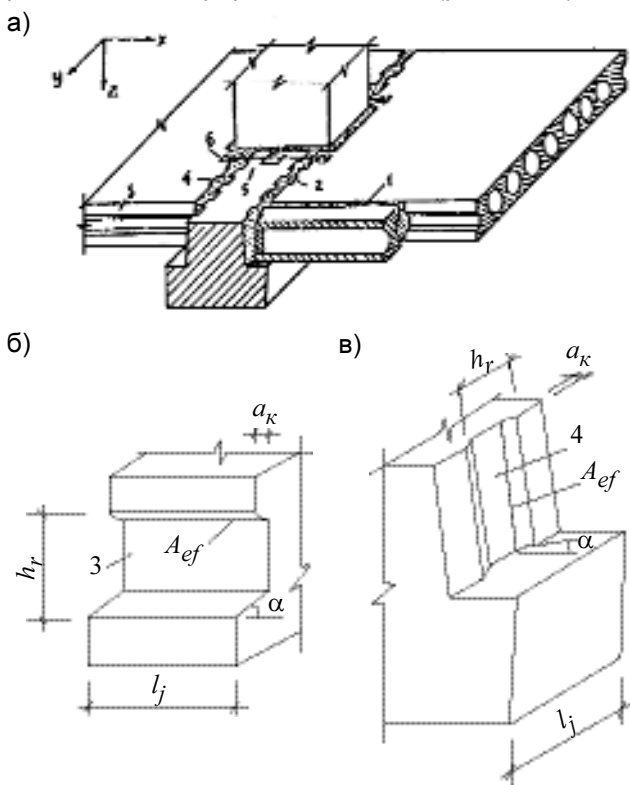
1. Бобрышев А.Н., Козомазов В.Н., Авдеев Р.И., Соломатов В.И. Синергетика дисперсно-наполненных композитов. М.: ЦКТ. 1999. 252 с.
2. Безверхий А.А. Прогнозирование прочности композиционных строительных материалов. Структурно-энергетическая концепция: Дисс. докт. техн. наук. – Новосибирск, СГУПС, 2001.
3. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. - 2-е изд., перераб. и доп. М. 1998. 768 с.
4. Баженов Ю.М. Технология бетона. М.: Высш.школа. 1978. 455 с.
5. Королев А.С., Волошин Е.А., Трофимов Б.Я. Повышение прочностных и теплоизоляционных свойств ячеистого бетона путем направленного формирования вариатропной структуры // Строительные материалы. – 2005. – №5. – С. 8-9.



А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук, М.М. КОЗЕЛКОВ, канд. техн. наук, А.В. ЛУГОВОЙ, инж. (НИИЖБ)

## ЖЕСТКОСТИ ОМОНОЛИЧЕННЫХ СОПРЯЖЕНИЙ (ШВОВ, СТЫКОВ) МЕЖДУ ЭЛЕМЕНТАМИ СБОРНЫХ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ

Диск перекрытия состоит из ригелей и опирающихся на них настилов, собираемых из плит пустотного или ребристого сечения (рис.1, а). Пространственная жесткость сборных дисков в вертикальной и горизонтальной плоскостях достигается за счет сварки закладных деталей и омоноличивания швов между контактирующими элементами мелкозернистым бетоном класса В7,5...В 15 с устройством прерывистых и непрерывных шпонок (рис. 1 б, в).

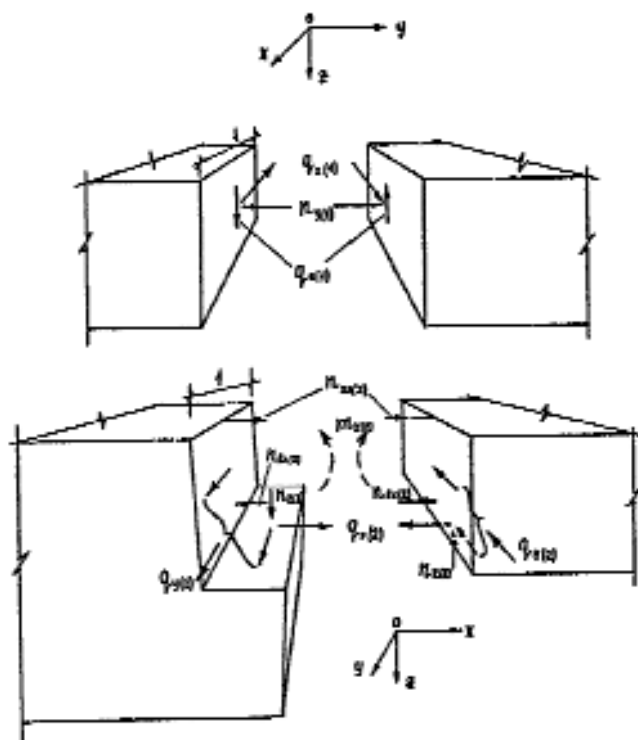


**Рис.1. Конструкция диска перекрытия**  
а - фрагмент перекрытия; б - непрерывная шпонка; в - прерывистая шпонка;

Рассматриваются сопряжения между плитами пустотного и ребристого сечений (сопряжения 1-го типа на рис. 2, а), а также между ригелями и сборными настилами (сопряжения 2-го типа на рис.2, б).

В сопряжениях между плитами устраивают как прерывистые, так и непрерывные шпонки. В сопряжениях по контакту ригель-настил пустотные плиты укладываются на полки ригелей через слой подстилающего мелкозернистого бетона, а межколонные плиты-распорки объединяются друг с другом или с

ригелями с помощью металлических накладок, привариваемых к выпускам арматуры плит или к закладным изделиям (рис. 1, а). Ребристые плиты устанавливаются насухо и объединяются с ригелями путем сварки закладных изделий, имеющих в ребрах плит и полках ригелей. В вертикальном шве между торцами плит и стенкой ригеля часто устраивают прерывистые шпонки (рис. 1, в).



**Рис.2. Реакции в сопряжениях**  
а - сопряжение 1-го типа; б - сопряжение 2-го типа

Рассмотренные сопряжения должны исключать взаимные смещения соседних элементов для обеспечения пространственной работы сборных дисков при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

В межплитных сопряжениях действуют три погонные реакции: сдвигающие в вертикальной  $g_z(t)$  и горизонтальной  $g_x(t)$  плоскостях и нормальная сжимающая  $n_{v(t)}$  (рис. 2, а). Поэтому сопряжение 1-го типа препятствует деформациям сдвига поперек (рис. 3, а) и вдоль (рис. 3, б) шва и деформациям сжатия (рис. 3, в). Однако сопряжение 1-го типа практически не воспринимает деформации растяжения и поворота, а в случае непрерывных шпонок препятствует

сдвигу вдоль шва только при наличии его поперечного обжатия.

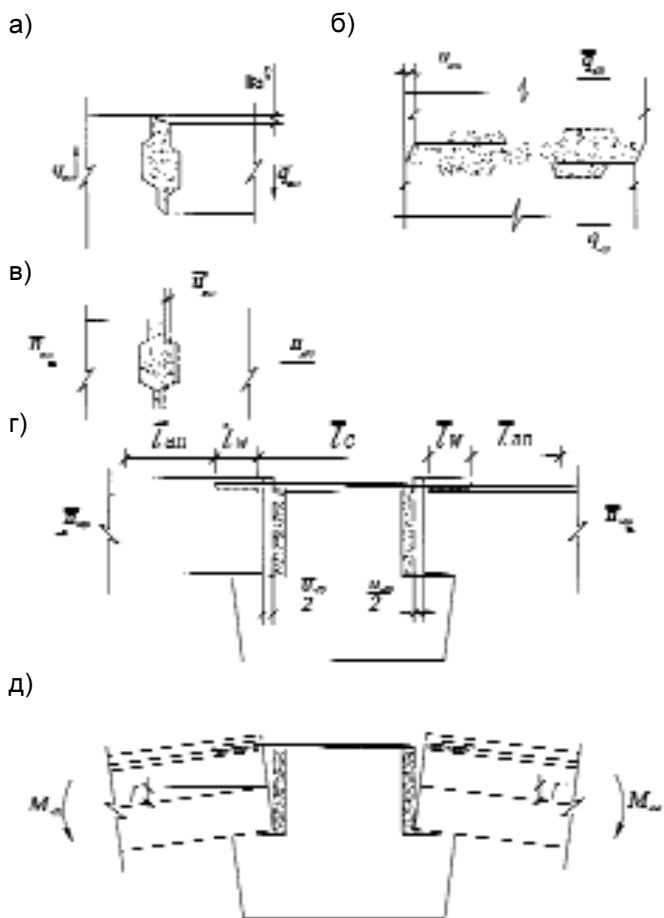


Рис.3. Деформации сопряжений

а - сдвиг в вертикальной плоскости; б - сдвиг в горизонтальной плоскости; в - сжатие; г - растяжение; д - изгиб

В сопряжении ригель-настил (2-го типа) ввиду контакта стыкуемых элементов по двум плоскостям количество реакций больше. Здесь действуют нормальная вертикальная реакция  $n_{z(2)}$  и две горизонтальные реакции за счет сжатия бетона шва  $n_{bx(2)}$  и растяжения накладке  $n_{sx(2)}$ , а также горизонтальные сдвигающие реакции в направлении поперек  $g_{x(2)}$  и вдоль  $g_{v(2)}$  ригеля, причем последняя является суммой двух реакций, приложенных к полке и стенке ригеля (рис. 2, б).

Кроме того, в местах сопряжения мелкодонных связевых плит-распорок могут возникать отрицательные изгибающие моменты  $M_{x(2)}$  или погонные моменты  $m_{x(2)}$ , отнесенные к единице ширины связевой плиты ( $m_{x(2)} = M_{x(2)}/b$ , где  $b$  - ширина плиты) (рис. 2, б). Поэтому в общем случае сопряжения 2-го типа препятствуют: деформациям сдвига в вертикальной и двух горизонтальных плоскостях, деформациям сжатия, а также деформациям растяжения из-за наличия металлической накладке (рис. 3, в), трения от обжатия силой  $n_{z(2)}$  (рис. 2, б) и взаимному повороту соседних элементов (рис. 3, д).

Для расчета дисков перекрытий необходимо знать жесткости сопряжений элементов диска на сдвиг, сжатие, растяжение и изгиб, которые зависят от типа сопряжения, уровня нагружения и могут изменяться по длине сопряжения. Конструкция сопряжений должна исключать их хрупкое разрушение вплоть до разрушения диска или его элементов. Поэтому прочность сварки должна превышать прочность анкеров в закладных изделиях, а конструкция шпонок должна обеспечивать их разрушение от смятия, а не от среза. Для этого высота шпонок должна определяться из условия:

$$h_{h,i} \geq \frac{0,75R_b a_{h,i}}{R_{bt}}, \quad (1)$$

где  $a_{h,i}$  - минимальная глубина шпонки, принимаемая не менее максимального размера заполнителя и не менее 10 мм (рис. 1, б, в).

Угол наклона граней шпонок  $\alpha$  для уменьшения раздвижки шва должен быть менее  $30^\circ$  (рис. 1, б, в). Прочность омоноличенных бетонных шпонок должна быть ниже прочности выступов бетона плит и ригелей, чтобы исключить преждевременное разрушение бетона конструкций у шпонок. Устройство шпонок среза допустимо только при наличии результатов испытаний, подтверждающих возможность перераспределения усилий в диске до их среза. Погонное сдвигающее усилие в сопряжении вдоль  $i$ -й оси равно:

$$g_i = G_i \cdot v_i, \quad (2)$$

где  $v_i$  - перемещение сдвига вдоль  $i$ -й оси;  $i=x(l), x(2), y(2), z(l)$  - направление перемещения (индекс в скобках указывает тип сопряжения);  $G_i$  - жесткость на сдвиг элементов гладких сухих и омоноличенных гладких и шпоночных сопряжений вдоль  $i$ -й оси, определяемая по формуле:

$$G_i = \frac{\varphi_{b1}}{\varphi_{b2}} \cdot G_{0i} \cdot v_{1i}, \quad (3)$$

где  $\varphi_{b1}, \varphi_{b2}$  - см. п. 4.24 СНиП 2.03.01-84;  $G_{0i}$  - начальная жесткость на сдвиг сопряжений в направлении действия  $i$ -й реакции

$$G_{0i} = \frac{g_{i\alpha}}{v_{0i}}, \quad (4)$$

где  $v_i$  - коэффициент изменения секущего модуля диаграммы деформирования сопряжения, определяемый по формуле (1.2), которая при  $\omega_2 = -1$  и исходных данных (см. таблицу) принимает более простой вид:

$$v_i = v_{0i} \left[ 1 - \eta \left( 1 - \frac{v_{0i}}{v_{i\alpha}} \right) \right]. \quad (5)$$

Здесь  $v_{0i}$  - начальный коэффициент изменения секущего модуля, равный 1;  $n = g_i/g_{i\alpha}$  - уровень нагружения; величины  $v_{i\alpha}$  и  $v_{0i}$  принимаются по таблице.

Прочность сопряжений на сдвиг  $g_{i\alpha}$  определяется по формуле:

$$g_{i\alpha} = g_{1,i\alpha} + g_{2,i\alpha} + g_{3,i\alpha}, \quad (6)$$

где  $g_{1,i\alpha}$ ,  $g_{2,i\alpha}$ ,  $g_{3,i\alpha}$  - погонные сдвигающие силы, воспринимаемые сопряжениями соответственно за счет трения, зацепления закладных изделий (определяются в зависимости от типа и конструкции стыка).

Сила трения в сопряжениях по типу 1 создается за счет его обжатия нормальной силой  $n_{v(1)}$  и обмятия шпонок сдвигающей силой  $g_{z(1)}$ , а в случае прерывистых шпонок и силой  $g_{x(1)}$ .

№ п/п	Конструкция сопряжения	Перемещения	
		$v_{i\alpha}$ (м)	$v_{0i}$ (i)
1	Сухое гладкое по типу 2 при $i = x(2)$ и $y(2)$	$0,5 \cdot 10^{-3}$	$0,125 \cdot 10^{-3}$
2	Омоноличенное с продольной шпонкой по типу 1 при $i = x(1)$ при $i = z(l)$	$0,5 \cdot 10^{-3}$ $10^{-3}$	$0,125 \cdot 10^{-3}$ $0,5 \cdot 10^{-3}$
3	Омоноличенное гладкое по типу 2 при $x(2)$ , $y(2)$ или с прерывистыми шпонками смятия по типу 1 и 2 при $i = x(1)$ , $x(2)$ , $y(2)$ , $z(l)$	$10^{-3}$	$0,25 \cdot 10^{-3}$

В сопряжении по типу 2 сила трения создается вследствие его обжатия нормальными силами  $n_{z(2)}$  и  $n_{bx(2)}$  в результате

$$g_{1i} = f \cdot n_i, \quad (7)$$

где  $f$  - коэффициент трения, принимаемый при расчете по первой группе предельных состояний 0,55, а по второй - 0,7.

Допускается при наличии экспериментальных обоснований уточнять формулу (7) за счет учета трения от обжатия площадок смятия шпонок сдвигающими силами. При определении  $g_{1,i\alpha}$  необходимо принимать минимальные усилия обжатия, рассматривая различные невыгодные сочетания нагрузок. Погонная сила зацепления сопряжений с прерывистыми шпонками определяется по формуле:

$$g_{2,i\alpha} = \gamma \cdot 1,5 \cdot R_{bt} \cdot A_{ef,i} / l_{j,i}, \quad (8)$$

где  $\gamma$  - коэффициент, равный 1 для межплитных сопряжений, и 0,7 по контакту ригель-настил;  $A_{ef,i}$  - минимальная площадь смятия шпонок в элементе сопряжения длиной  $l_{j,i}$ ;  $i = x(1)$ ,  $z(l)$ ,  $y(2)$ ,  $z(2)$ .

Если на поверхностях сопряжения элементов неодинаковое число или разные размеры прерывистых шпонок, то следует проверять прочность сопряжений для сечений вдоль каждой грани, принимая меньшее

из них. Сила зацепления  $g_{2,i\alpha}$  вдоль непрерывных шпонок принимается равной 0,8 кН/м при наличии обжатия и - нулю при отсутствии обжатия.

Погонное сжимающее усилие в элементе сопряжения находится по формуле:

$$n_{bi} = C_i \cdot U_i, \quad (9)$$

где  $U_i$  - деформации сжатия элемента сопряжения вдоль  $i$ -й оси;  $i = x(2), y(l), z(2)$ ;  $C_i$  - жесткость элемента сопряжения на сжатие вдоль  $i$ -й оси зависит от степени его обжатия и при  $\eta_i \leq \eta_0$  записывается в виде:

$$C_i = C_{0i} = \frac{\varphi_{b1} \eta_0 n_{i\alpha}}{U_{0i}} \quad (10)$$

При  $\eta_i > \eta_0$ :

$$C_i = \frac{\varphi_{b1} \eta_i n_{i\alpha}}{\varphi_{b2} (\beta U_{s0} \eta_i^{0,25} + U_b)}, \quad (11)$$

где  $C_{0i}$  - начальная жесткость элемента сопряжения;  $n_{i\alpha}$  - прочность бетона омоноличивания элемента шва;  $\eta = n_i / \hat{n}_{i\alpha}$  - уровень нагружения;  $U_{0i}$  - деформация элемента сопряжения при уровне нагружения  $\eta_{0i}$ ; равная

$$U_{0i} = U_{s0} \cdot U_{b0}. \quad (12)$$

Здесь  $U_{s0} = \varepsilon_s(\infty, f_w) \cdot a_{j,i}$  - деформации от усадки бетона омоноличивания;  $\varepsilon_s(\infty, f_w)$  - величина усадки, определяемая по указаниям п. 1.18 при  $\xi_2 = 1$ ,  $\xi_3 \geq 1$ ;  $U_{b0} = e_{b0} \cdot a_{j,i}$  - деформации бетона омоноличивания при  $n_i = n_{0i}$ ;  $e_{b0}$  - относительные деформации бетона омоноличивания шва при уровне нагружения  $n_{0i}$ ;  $n_{0i}$  - уровень нагружения, соответствующий деформации сжатия  $U_{0i}$ ;  $\eta_0 = \beta^{-4}$ ;  $\beta$  - коэффициент, равный 2 при смачивании швов перед обетонированием, и - 3 без смачивания;  $U_i^*$  - деформация элемента сопряжения при уровне нагружения  $\eta_i > \eta_0$ , равная:

$$U_i^* = \beta U_{s0} \eta_i^{0,25} + U_b, \quad (13)$$

где  $U_b = \varepsilon_b \cdot a_j$  - деформации бетона омоноличивания при  $\eta_i > \eta_0$ ;  $a_{j,i}$  - осредненная толщина  $j$ -го сопряжения.

Деформации сжатия, соответствующие вершине диаграммы (рис. 4, б), определяются по формуле:

$$U_i = \beta U_{s0} + \frac{\sigma_{b\alpha} a_j}{E_b v_b} \quad (14)$$

При построении нисходящей ветви диаграммы (рис. 4, б) первое слагаемое деформаций (13) принимается постоянным и равным своему максимально-му значению при  $\eta_i = 1$ , а второе вычисляется по формулам п. 1.5.

Погонное растягивающее усилие в сопряжении ригель-связевая плита (рис. 3, з) составляется из двух слагаемых ( $n_i = n_{si} + g_i$  при  $i = x(2)$ ) и опре-

деляется по формуле (9) в результате замены жесткости  $C_i$  на жесткость при растяжении  $C_{ti}$ , равной:

$$C_{ti} = G_i + \frac{n_b C_{di}}{b}, \quad (15)$$

где  $G_i$  - погонная жесткость при сдвиге плиты поперек полки ригеля вдоль оси  $i = x(2)$ , вычисляемая по формуле (3);  $n_b$  - количество сварных стыков на торце плиты;  $b$  - ширина плиты-распорки;  $C_{di}$  - жесткость на растяжение сварного стыка, принимаемая при объединении связевых плит с помощью приварки металлической накладки к арматурным горизонтальным анкерам-выпускам из плит (рис. 3, з) равной

$$C_{di} = C_{d0} \cdot v_s, \quad (16)$$

где  $v_s$  - коэффициент изменения секущего модуля диаграммы деформирования стали накладки;  $C_{d0}$  - начальная жесткость сварного стыка на растяжение, равная:

$$C_{d0} = \frac{E_s}{\frac{l_c}{A_{s,c}} + \frac{2l_w}{A_{s,c} + A_{s,an}} + \frac{l_{an}}{A_{s,an}}} \quad (17)$$

Здесь  $E_s$  - начальный модуль упругости стали накладки и анкеров;  $A_{s,c}$  - площадь сечения арматурной или листовой накладки;  $A_{s,an}$  - то же, но горизонтальных анкеров;  $l_c$  - длина накладки на участке между сварными швами (рис. 3, з);  $l_w$  - длина сварных швов;  $l_{an}$  - длина зоны передачи усилий с анкеров на бетон. Она принимается равной 8 диаметрам анкеров (в случае спаренных анкеров при определении  $l_{an}$  учитывается приведенный диаметр анкера с площадью, равной площади спаренных анкеров).

Для сопряжений рядовых плит с ригелем жесткость стыка находится по (15) при  $C_{di}=0$ . Момент в стыке ригеля со связевой плитой определяется по формуле:

$$M_i = D_{ci} \cdot \varphi_i, \quad (18)$$

где  $\varphi_i$  - угол поворота плиты (рис. 3, д);  $i = x(2)$ ;  $D_{ci}$  - изгибная жесткость сопряжения связевых плит с ригелем в вертикальной плоскости (рис. 3, д) равная:

$$D_{ci} = \frac{z \cdot h_0 \cdot b}{\frac{1}{C_i} + \frac{1}{C_{ti}}}, \quad (19)$$

где  $i = x(2)$ ;  $z$  - плечо моментной пары сил в сопряжении (рис. 3, д);  $h_0$  - рабочая высота плиты в сопряжении.

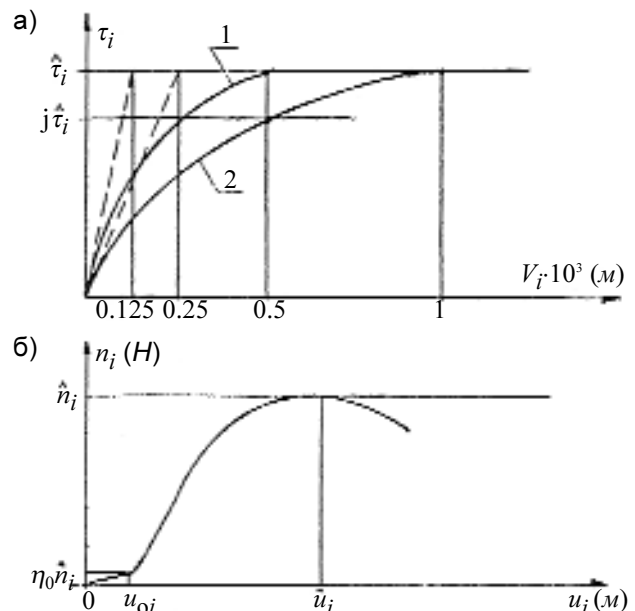


Рис.4. Диаграмма деформирования сопряжений а - сдвиг; б - сжатие

Изгибная жесткость сопряжения связевой плиты с крайним одноплочным ригелем ниже за счет дополнительных деформаций от поворота на опоре и от кручения.

А. ИВАНОВ, канд. техн. наук

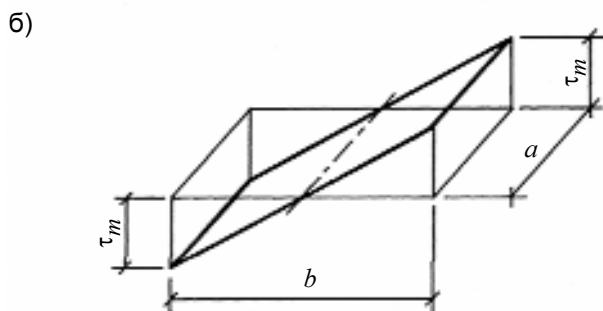
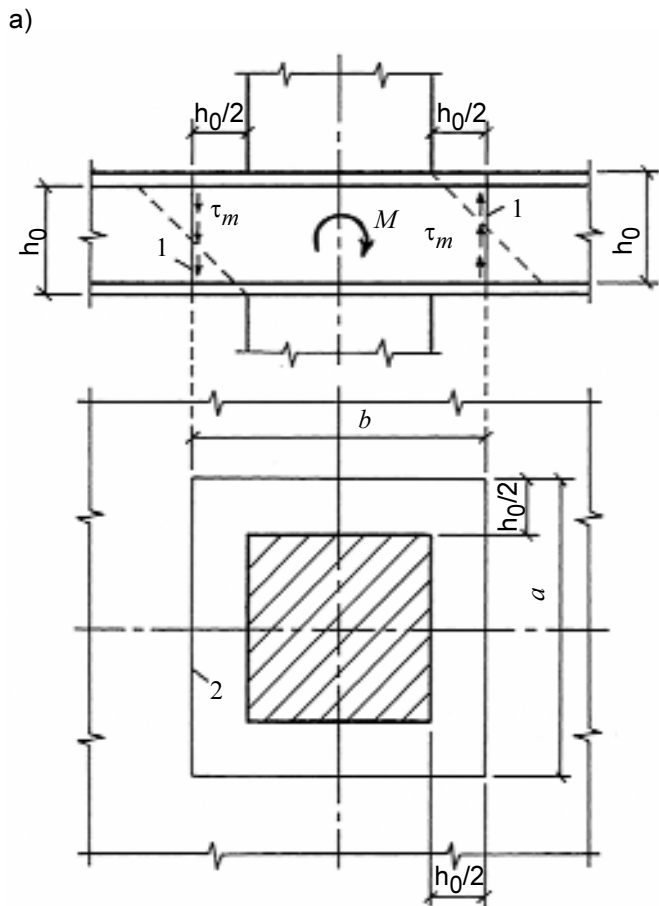
## РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Расчет на продавливание является одним из наиболее важных расчетов плит перекрытий и фундаментных плит каркасных зданий. По существу, этот расчет определяет армирование и толщину плит. В исторической последовательности первым был расчет на продавливание нормальной силой. Опытами ЦНИ-ЭПжилища и НИИЖБа установлено существенное влияние сосредоточенного момента на сопротивление плиты продавливанию. Разработан\* и включен в СП 52-103-2007 способ расчета на продавливание

\* Иванов А. Расчёт плоских элементов железобетонных сооружений на продавливание с учётом сосредоточенного момента // Актуальные проблемы градостроительства и жилищно-коммунального комплекса: Материалы второй международной научно-практической конференции. - М., 2003. - С. 288-290.

при совместном действии продавливающей силы и сосредоточенного момента, лежащего в одной из ортогональных плоскостей, проходящих в направлении осей симметрии осей колонны. В практике проектирования, однако, момент чаще всего не лежит в этих плоскостях. В этих случаях предложенный способ не позволяет оценить напряженно-деформированное состояние узла сопряжения колонны с плитой.

Раскладывая сосредоточенный момент произвольного направления по направлению координатных осей, получим пару моментов  $M_x$  и  $M_y$ , действующих относительно осей координат. Следуя [1], при воздействии сосредоточенной нормальной силы поверхность разрушения принимается в виде условно-



**Расчётная модель сопротивления плиты продавливанию при действии сосредоточенного момента**  
 а - расчётная схема; б - эпюра касательных напряжений в расчётном поперечном сечении плиты; 1 - расчётное поперечное сечение плиты; 2 - контур расчётного поперечного сечения

го вертикального поперечного сечения, расположенного посередине пирамиды продавливания, по поверхности которого действуют равномерно распределенные касательные напряжения. При воздействии сосредоточенного момента принимается линейное распределение касательных напряжений по контуру расчётного поперечного сечения в направлении действия момента (см. рисунок). Максимальные суммарные величины касательных напряжений в предельном состоянии при совместном воздействии сосредоточенных нормальных сил и сосредоточенных моментов достигают расчётного сопротивления бетона растяжению.

Поперечная арматура, расположенная в зоне продавливания, принимается условно сосредоточенной по контуру расчётного поперечного сечения. При действии сосредоточенной нормальной силы принимается равномерное распределение напряжений в поперечной арматуре по контуру расчётного сечения, а при воздействии сосредоточенного момента принимается линейное распределение напряжений в направлении действия момента. При совместном воздействии сосредоточенных нормальных сил и сосредоточенных моментов значения напряжений в поперечной арматуре в предельном состоянии достигают расчётного сопротивления арматуры растяжению.

Опуская промежуточные выкладки, приводим окончательное линейное неравенство взаимодействия относительных значений сосредоточенной нормальной силы и сосредоточенного момента, расчеты по которому хорошо совпадают с результатами экспериментальных исследований:

$$\frac{F}{F_{ult}} + \frac{M_x}{M_{ult,x}} + \frac{M_y}{M_{ult,y}} \leq 1$$

В неравенстве  $F$  и  $M$  - сосредоточенная нормальная сила и сосредоточенные моменты, действующие в узловом сопряжении плоской плиты перекрытия с колонной относительно осей  $X$  и  $Y$ , а  $F_{ult}$  и  $M_{ult}$  - предельные значения сосредоточенной нормальной силы и сосредоточенных моментов того же направления.

## Концерну КРОСТ требуется на постоянную работу:

Инженер-конструктор по направлению "Крупнопанельное домостроение"

**Обязанности:** проектирование крупнопанельных зданий, разработка конструктивных решений в соответствии с нормативными документами, расчет ЖБК, МК, сопровождение проектирования, проведение расчетов, экспертиза, испытания, технологии монтажных работ, заключение договоров.

**Требования:** образование - высшее строительное, опыт проектирования и КПД-строительства, знание CAD-программ и расчётных комплексов.

**Условия:** оформление по ТК РФ, м. Водный стадион, оплата по результатам собеседования.

[holodkova@krost.net](mailto:holodkova@krost.net)

Тел. 725-80-89, 725-80-45 (доб. 1778)

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗРУШАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Устойчивая тенденция к строительству высотных зданий предполагает применение эффективных, экономичных и безопасных в эксплуатации вертикальных несущих конструкций. Этим требованиям в наилучшей степени отвечают сталетрубобетонные колонны.

Широкое применение трубобетонных конструкций сдерживается отсутствием нормативных документов по их проектированию и расчету. Несмотря на весьма обстоятельные исследования в этой области, надо признать, что до сих пор нет надежной и приемлемой для практического использования расчетной модели трубобетонного сечения в предельном состоянии, адекватно отражающей его специфические особенности. Это и неудивительно, принимая во внимание серьезные и многочисленные трудности, обусловленные сложностью самой системы "ядро-оболочка", работающей в условиях объемного сжатия, и сложностью описания процессов перераспределения усилий между компонентами системы в этих условиях.

Поэтому можно полагать, что дальнейшие исследования в этой области необходимы, полезны и перспективны. В данной статье излагаются результаты теоретической оценки величины разрушающей нагрузки для коротких трубобетонных элементов (ТБЭ) при кратковременном действии осевой сжимающей нагрузки.

Следует сразу же заметить, что с чисто практической стороны величина разрушающей нагрузки для таких элементов не всегда представляет особый интерес, так как продольные деформации конструкций с относительно толстостенными стальными оболочками перед разрушением слишком велики (более 8...15 %), что совершенно недопустимо для вертикальных несущих конструкций. Однако лишь на основе методики определения разрушающей нагрузки можно установить с необходимой обеспеченностью допустимые (в смысле деформаций) значения нагрузок, что очень важно при проектировании высотных зданий.

Абсолютное большинство предложений по определению разрушающих нагрузок носят чисто эмпирический характер и в силу этого имеют ограничения на диапазоны их применения.

Теоретический путь решения этой задачи был предложен А.А. Гвоздевым [1]. Трубобетонный элемент рассматривался в предельном состоянии, когда оба компонента системы (бетонное ядро и стальная оболочка) исчерпали свои прочностные свойства, т.е. механизм разрушения задавался, и для решения задачи достаточно только уравнений равновесия. Такой подход предполагает, что величина разрушающей нагрузки прямым образом не связана с

условиями деформаций и зависит лишь от предельных условий для бетона и стали. Предложенная А.А. Гвоздевым зависимость в современных обозначениях может быть записана так

$$N = A_b R_b + 2 A_s R_s, \quad (1)$$

где  $R_b$  и  $R_s$  - расчетные сопротивления осевому сжатию бетона и стали;  $A_b$  и  $A_s$  - площади поперечных сечений бетонного ядра и стальной оболочки.

При выводе уравнения (1) для определения прочности бетона в обойме использовалась известная формула

$$R_{b,3} = R_b + k \sigma_{br}, \quad (2)$$

где  $\sigma_{br}$  - боковое давление по поверхности контакта трубы с бетоном;  $k$  - коэффициент бокового давления (КБД), принятый здесь постоянным и равным 4.

Для обоймы принималось условие текучести Генки-Мизеса плосконапряженного состояния, и диапазон применения формулы (1) ограничивался тонкостенными трубами ( $\delta/D \leq 0,025$ ). Между тем, в практике довольно часто используют и толстостенные трубы, особенно при  $D \leq 325$  мм.

Сопоставление экспериментальных данных различных авторов с теоретическими величинами разрушающих нагрузок, вычисленными по (1), показывает, что в ряде случаев имеются существенные расхождения.

Отмеченные обстоятельства свидетельствуют, что формула (1) нуждается в корректировке, и попытка в этом направлении излагается в данной статье. Приняв за основу те же теоретические постулаты, что и в [1], и используя современные знания о работе бетона в условиях объемного сжатия, прежде всего получим новое выражение для определения разрушающей нагрузки центрально сжатого ТБЭ.

Значение коэффициента  $k$  в (2) сейчас принято назначать переменным в интервале 3...6 в зависимости от уровня обжатия  $m = \sigma_{br}/R_{b,3}$  и прочности бетона  $R_b$ . Следует заметить, что перед разрушением ТБЭ величина бокового давления  $\sigma_{br}$  может достигать 10...20 МПа, поэтому даже незначительные неточности в определении коэффициента  $k$  могут привести к существенным ошибкам в определении величины разрушающей нагрузки.

Достаточно строго теоретически обоснованное выражение для определения коэффициента боково-

го давления (КБД) выведено Н.И. Карпенко [2]. В частности, для плотных бетонов им предложена дробная функция вида

$$k = \frac{1 + a + am}{b + (1 - b)m} \quad (3)$$

или ее упрощенный вариант

$$k = \frac{1}{0,1 + 0,9m} \quad (4)$$

В формуле (3)  $a$  и  $b$  - константы материала, определяемые опытным путем.

Величины КБД, получаемые по (3) или (4), зависят главным образом от уровня обжатия бетона  $m = \sigma_{br}/R_{b,3}$ . Вместе с тем, в ряде других исследований, например, в работе [3], отмечалось заметное влияние и прочности бетона на величину КБД в условиях объемного сжатия. Так, по многочисленным опытным данным, для бетонов повышенной прочности, при прочих равных условиях, значение КБД примерно на единицу меньше, чем для бетонов низкой и средней прочности. В современных условиях, при широком применении высокопрочных бетонов, это обстоятельство становится особенно важным.

Следовательно, при определении КБД по формуле (3) необходимо устанавливать коэффициенты материала практически для каждой конкретной прочности бетона, а в формуле (4) отмеченное выше обстоятельство вовсе не учитывается.

Предлагается, приняв за основу выражение (4) для нахождения КБД, включить в него поправку, учитывающую влияние прочности бетона

$$\Delta k = 2,9 - \ln R_{bc}, \quad (5)$$

в которой значение  $R_b$  принимается в МПа.

Выражение (5) получено на основании статистической обработки достаточно большого числа экспериментальных данных (рассмотрены результаты 56 опытов) и справедливо для всех практически используемых классов бетона по прочности на сжатие.

Тогда формула для определения КБД приобретает вид

$$k = \frac{1}{0,1 + 0,9m} + \Delta k. \quad (6)$$

Необходимо отметить, что для ТБЭ круглого или кольцевого сечения основой для назначения расчетного сопротивления бетона осевому сжатию должна служить не призменная  $R_b$ , а цилиндрическая  $R_{bc}$  прочность. Для связи между ними существует целый ряд зависимостей, например, из работы [4]

$$R_{bc} = 0,5\gamma_c \sqrt{\pi R_b}, \quad (7)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент, учитывающий масштабный фактор.

Работу внешней стальной оболочки рассмотрим с учетом ее объемного напряженного состояния. По условию Генки-Мизеса, изменение напряжений в стальной оболочке в состоянии ее текучести связано зависимостью

$$(\sigma_{sy} - \sigma_{s\tau})^2 + (\sigma_{s\tau} - \sigma_{sr})^2 + (\sigma_{sr} - \sigma_{sy})^2 = 2R_s^2, \quad (8)$$

где  $\sigma_{sy}$ ,  $\sigma_{s\tau}$ ,  $\sigma_{sr}$  - нормальные (главные) напряжения в трубе в продольном, тангенциальном и радиальном направлениях.

Напряжение  $\sigma_{sy}$ , выраженное из (8) через остальные компоненты,

$$\sigma_{sy} = 0,5(\sigma_{sy} - \sigma_{s\tau}) + \sqrt{R_s^2 + 0,25(\sigma_{sr} - \sigma_{s\tau})^2 - \sigma_{sr}^2 - \sigma_{s\tau}^2 - \sigma_{sr}\sigma_{s\tau}}. \quad (9)$$

Учитывая известное решение Ляме по распределению напряжений в стенке полого цилиндра от действия на него радиального давления, можно с небольшим упрощением, но достаточной для практики точностью записать, что средняя по толщине стенки стальной трубы величина  $\sigma_{sr}$  определяется по формуле

$$\sigma_{sr} = \frac{1}{3} \sigma_{br}, \quad (10)$$

где  $\sigma_{br}$  - величина радиального (бокового) давления по контакту трубы с бетоном.

Распределение тангенциальных напряжений  $\sigma_{s\tau}$  по толщине стенки без особой погрешности можно принять равномерным, т.е.

$$\sigma_{s\tau} = \frac{R}{\delta} \sigma_{br}, \quad (11)$$

где  $R$  - внутренний радиус трубы;  $\delta$  - толщина стенки трубы.

Подставляя (10) и (11) в (9) и учитывая, что  $R/2\delta = A_b/A_s$ , после некоторых преобразований получим

$$\sigma_{sy} = \left( \frac{1}{6} - \frac{A_b}{A_s} \right) \sigma_{br} + \sqrt{R_s^2 - \left( 3 \frac{A_b^2}{A_s^2} + \frac{A_b}{A_s} + \frac{1}{12} \right) \sigma_{br}^2}. \quad (12)$$

Полное продольное усилие в коротком центрально сжатом ТБЭ на любой стадии его работы определяется, как сумма вкладов компонентов системы "бетонное ядро - стальная оболочка"

$$N = (R_b + k\sigma_{br})A_b + \left(\frac{A_s}{6} - A_b\right)\sigma_{br} + \sqrt{(R_b A_s)^2 - \left(3A_b^2 - \frac{1}{3}A_b A_s + \frac{A_s^2}{12}\right)\sigma_{br}^2} \quad (13)$$

Величину бокового давления  $\sigma_{br}$ , отвечающую значению разрушающей нагрузки, найдем из уравнения

$$\frac{dN}{d\sigma_{br}} = 0 \quad (14)$$

Решив уравнение (14) и отбросив близкие к нулю слагаемые, получим выражение для бокового давления в стадии, предшествующей разрушению

$$\sigma_{br} = \frac{mA_s R_b}{\sqrt{nm^2 + n^2}} \quad (15)$$

в котором  $n = 3A_b^2 + A_b A_s + A_s^2/12$ ;

$m = A_s/6 + (k - 1)A_b$ .

Из-за допущенных упрощений при дифференцировании выражения (14) формула (15) может давать значения бокового давления несколько завышенными. Проведенный численный анализ показал, что иногда это завышение достигает 20...30 %. Этот фактор можно учесть, если в расчетах предусмотреть процедуру варьирования (последовательного уменьшения) бокового давления  $\sigma_{br}$  от значения, определенного по (15) в заданном интервале. Критерием для нахождения искомого значения  $\sigma_{br}$  при этом будет максимальная величина продольного усилия  $N$ , вычисляемая по формуле (13).

Естественно, можно сразу находить значение бокового давления в предельном состоянии именно таким путем. Однако результатом этого пути будет только численное решение задачи, без получения аналитических выражений для соответствующих параметров, определяющих разрушающую нагрузку ТБЭ. Для теоретического анализа напряженно-деформированного состояния конструкций и последующего сопоставления расчетных данных с экспериментальными значениями эти выражения представляют определенный интерес.

Введем коэффициент, учитывающий долю сопротивления стальной оболочки усилиям от внешних нагрузок в продольном направлении

$$\alpha_s = \left( \left( \frac{A_s}{6} - A_b \right) m + n \right) / \sqrt{nm^2 + n^2} \quad ,$$

тогда окончательное выражение для определения разрушающей нагрузки короткого центрально сжатого ТБЭ примет вид

$$N = (R_b + k\sigma_{br})A_b + \alpha_s R_b A_s \quad (16)$$

Таким образом, при сохранении структуры и физического смысла слагаемых формулы (1), получено выражение (16), более полно учитывающее особенности напряженного состояния ТБЭ. Причем следует заметить, что в зависимости от конструктивных геометрических параметров величина коэффициента  $\alpha_s$  в (16) может изменяться в достаточно широком диапазоне, но чаще находится в интервале от 0,1 до 0,5.

В таблице приведено сопоставление опытных величин разрушающих нагрузок для центрально сжатых ТБЭ из опытов авторов статьи и других исследователей [5,6], а также теоретических знаний, вычисленных с использованием формул (6) и (16). При нахождении теоретических величин разрушающих нагрузок на ЭВМ начальное значение коэффициента бокового давления  $k$  задавалось равным 4, а в процессе расчета оно уточнялось.

Средние арифметические значения отклонений экспериментальных предельных нагрузок от теоретических составили, по данным наших исследований, + 4 %, по данным исследований Л.И. Стороженко + 5 %, по результатам опытов И.Г. Людковского и А.П. Нестеровича – 4 %.

Отмечаемое в единичных случаях существенное расхождение между значениями фактических и расчетных разрушающих нагрузок может быть объяснено несколькими основными причинами. Завышение экспериментальных данных для отдельных образцов до 21 % обуславливается холоднодеформируемым "упрочнением" металла внешней обоймы за площадкой текучести. Вследствие очень больших деформаций стальных труб к моменту разрушения элементов такое явление весьма вероятно.

С другой стороны, перед разрушением конструкций часто наблюдается нарушение сцепления между бетоном и стальной обоймой. В результате происходит местная потеря устойчивости стенок обоймы и разрушение бетонного ядра в этом месте. При таком варианте разрушения теоретическое значение разрушающей нагрузки может оказаться выше экспериментального.

Наконец, для трубобетонных элементов больших диаметров нельзя исключать возможность разрушения от среза бетонного ядра. Соответствующий расчет может быть выполнен по методике, предложенной в работе [6].

В целом же, результаты выполненного сопоставления свидетельствуют об удовлетворительном совпадении теоретических данных с опытными. Таким образом, получена методика расчета прочности нормальных сечений сжатых трубобетонных элементов, базирующаяся на четких теоретических постулатах.



**Результаты сопоставления теоретических значений разрушающих нагрузок сжатых трубобетонных элементов с экспериментальными данными**

№ п/п	Авторы	Геометрические и конструктивные параметры трубобетонных элементов				Значения разрушающих нагрузок		
		стальная обойма			бетонное ядро	теоретическая, $Nu^{Th}$ , кН	опытная, $Nu^{Exp}$ , кН	$\frac{Nu^{Exp}}{Nu^{Th}}$
		наружный диаметр, мм	толщина стенки, мм	предел текучести, МПа				
1	Собственные исследования	115	4,5	240	35,0	1026	1100	1,07
2		115	4,5	240	49,0	1211	1190	0,98
3		159	3,0	270	24,3	1212	1370	1,13
4		159	6,0	270	28,5	1823	2027	1,11
5		159	1,5	270	41,0	1266	1308	1,03
6		159	3,0	270	39,0	1571	1475	0,94
7		159	6,0	270	39,0	2122	2170	1,02
8		219	8,0	290	28,1	3456	3875	1,12
9		219	8,0	290	42,2	4200	4202	1,00
10	Стороженко Л.И.	93	2,5	360	28,0	631	680	1,08
11		93	3,0	360	28,7	702	760	1,08
12		93	3,5	360	28,7	764	820	1,07
13		106	4,0	300	19,0	727	850	1,17
14		106	4,0	300	23,0	798	860	1,08
15		106	4,0	300	26,0	846	870	1,03
16		125	1,18	310	11,7	398	450	1,13
17		125	3,8	310	17,0	863	1000	1,16
18		125	0,8	310	19,0	454	550	1,21
19		125	1,84	310	19,0	638	660	1,04
20		159	5,2	310	25,0	1727	2060	1,19
21		219	6,0	336	25,0	3069	2680	0,87
22		273	7,0	315	25,0	4365	3900	0,89
23		325	9,8	440	25,0	8146	7610	0,93
24		426	7,8	370	25,0	9514	7960	0,84
26	Людковский И.Г., Нестерович А.П.	630	7,0	291	36,0	1793	1666	0,93
27		630	7,9	300	36,0	1901	1720	0,91
28		630	10,2	308	39,4	2244	2109	0,94
29		630	11,6	288	46,0	2500	2500	1,00
30		630	7,9	300	72,0	2884	2870	0,99
31		820	8,93	347	45,0	3618	3376	0,93
32		1020	13,3	303	29,0	4311	4383	1,02

**Библиографический список**

1. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем // Проект и стандарт. - 1934. - № 8. - С. 12-16.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона.- М.: Стройиздат, 1996.- 416 с.
3. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения.- М.: Стройиздат, 1982. - 196 с.
4. Рудаков В.Н. Механика и физика прочности сжатой стале-трубобетонной конструкции // Бетон и железобетон - пути развития. Научн. тр. 2-й Всероссийской конф. по бетону и железобетону. М.: НИИЖБ, 2005. Т. 2. - С. 555-569.
5. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. Киев, Будивельник, 1978. - 80 с.
6. Нестерович А.П. Прочность трубобетонных элементов диаметром 500 мм и более при осевом сжатии: Дисс. ... канд. техн. наук. - М., 1987. - 236 с.

---

**ТЕОРИЯ**

---

*В.М. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, академик РААСН*

**ФЕНОМЕНОЛОГИЯ КИНЕТИКИ ПОВРЕЖДЕНИЙ БЕТОНА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЮЩИХСЯ В АГРЕССИВНОЙ СРЕДЕ**

Задачи обеспечения безотказной эксплуатации, конструктивной безопасности, живучести зданий, сооружений, коммуникационных и транспортных систем вследствие ряда объективных неотвратимых факторов экстремального природного, техногенного или диверсионного происхождения, предельно

обострившихся в текущем тысячелетии, не могут быть исчерпывающе решены в рамках существующих объемно-планировочных композиций, конструктивных и расчетных концепций.

В частности, применительно к бетонным и железобетонным конструкциям, эксплуатируемым в аг-

рессивных средах или подвергающихся разрушительным физическим воздействиям, отсутствуют необходимые обобщения, объективно необходимые для построения расчетных моделей силового сопротивления бетонов и железобетонных конструкций.

Как известно, структура бетона меняется в зависимости от возраста, температуры, влажности, барометрических условий существования; уровня знака, режима и продолжительности силового нагружения, а также при нетрадиционных химико-коррозионных, электромагнитных, физиковолновых и т.п. воздействиях внешней среды. Установлено, например, что с ростом сжимающих статических напряжений бетон вначале уплотняется, а затем разуплотняется вплоть до разрушения; при этом вначале общие пористость и проницаемость уменьшаются, затем поры множатся, соединяются между собой, превращаются в магистральные трещины, проницаемость бетона увеличивается. В связи с этим если процесс коррозионных повреждений вначале носит затухающий, так называемый кольматационный, характер, то с ростом напряжений и изменением структуры материала повреждения сначала развиваются фильтрационно, а затем превращаются в лавинные.

Другими словами, каждому уровню нагружения соответствуют свои параметры силового и противокоррозионного сопротивления. Этим принципиально отличается предлагаемая расчетная модель от известных моделей.

В качестве основного иллюстративного примера рассматриваются физико-химическое повреждения изгибаемого железобетонного элемента при одностороннем по внешней сжатой фибре контакте с агрессивной средой. Исходное уравнение записывается в предложенном ранее виде, но с существенным обобщением за счет введения изменчивости параметров кинетики повреждений.

$$\frac{d\Delta\delta(t)}{dt} = \alpha [\Delta\delta(t)]^m, \text{ где } \Delta\delta(t) = 1 - \frac{\delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} \quad (1)$$

Здесь  $\delta(t, t_0)$  - текущая глубина повреждения;  $\delta_{кр}(t_0)$  - критическое значение  $\delta$ , определяющее предельную глубину повреждений при кольматационном типе процесса или начало лавинного разрушения бетона в случае экстремальных физиковолновых воздействий на материал;  $\Delta\delta(t)$  - текущий относительный дефицит повреждений;  $t_0, t$  - время начала наблюдения и время текущего наблюдения;  $\alpha, m$  - параметры кинетики развития повреждений, зависящие от уровня действующих напряжений.

После разделения переменных

$$\frac{d\Delta\delta(t)}{[\Delta\delta(t)]^m} = \alpha dt \quad (2)$$

решение (1) принимает вид

$$\delta(t_0) = f_m(\alpha, m, t) \delta_{кр}(t_0). \quad (3)$$

Тогда:

$$\text{при } m=0 \quad f_0(t) = 1 \left[ \frac{\delta(t_0, t_0)}{\delta_{кр}} + \alpha(t - t_0) \right]; \quad (4)$$

$$\text{при } m=1 \quad f_1(t) = 1 - \Delta\delta(t_0, t_0) e^{-\alpha(t-t_0)} \text{ и}$$

$$\Delta(t_0, t_0) = 1 - \frac{\delta(t_0, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} \quad (5)$$

при  $m \neq 1$

$$f_m(t) = 1 - \left\{ \left[ \Delta\delta(t_0, t_0) \right]^{\frac{1}{1-m}} + \alpha \left[ (-m) + 1 \right] (t - t_0) \right\}^{\frac{1}{1-m}}. \quad (6)$$

Графически траектории повреждений представлены на рис 1.

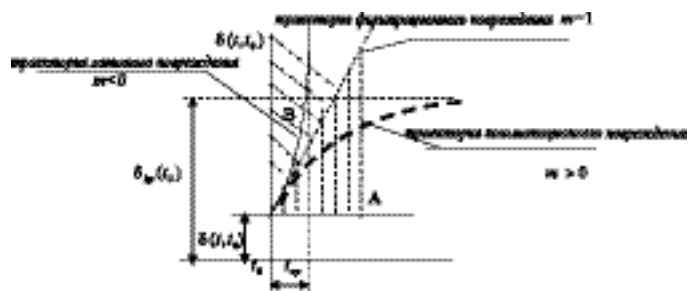


Рис.1 Схема кинетики повреждений в зависимости от знака и величины параметра  $m$

При  $m > 0$  происходит кольматационное торможение углубления повреждений, а общая их глубина  $\delta(t, t_0)$  ограничена некоторой асимптотической величиной  $t_{кр}(t_0)$  – область А. При  $m < 0$  происходит лавинное развитие повреждений, приводящее к разрушению бетона в момент времени  $t_{кр}$  – область В. При  $m = 0$  наблюдается так называемое фильтрационное развитие повреждений, характерное свободным перемещением агрессивной среды с неизменной скоростью.

В соответствии с отмеченными выше изменениями структуры бетона (плотностью, пористостью, проницаемостью), сопровождающимися разными уровнями нагружения, представим графики для параметров  $\delta_{кр}, m$  (рис. 2,3). Заметим, что в данном случае они подчиняются принципу "створа" И.А. Рыбьева.

Изменение параметра  $\alpha$  в области сжатия в зависимости от уровня напряжений также находим экспериментально.

Отметим, что вследствие экспериментальной неизученности параметров проницаемости и антикоррозионного сопротивления растянутого бетона мы вынужденно ограничиваемся областью сжатия, так что в области растяжения и при  $\frac{\sigma_c}{R_b} \geq \frac{\sigma_T}{R_b}$  допустимо назначать  $\delta_{кр} \geq \delta_{np}$ , т.е. соответственно принимать  $m=0$ . Это соответствует фильтрационной или даже

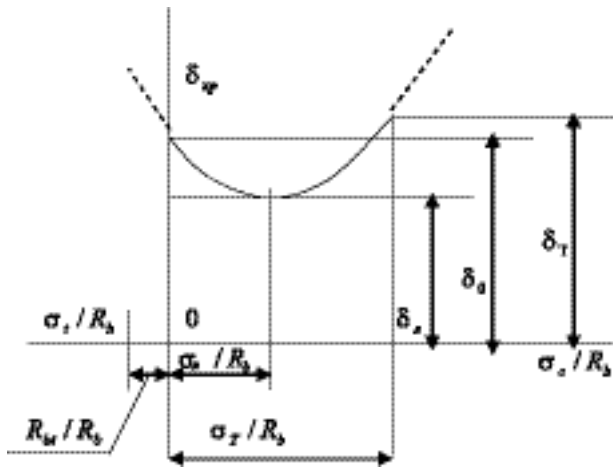


Рис.2 Схема изменения параметра  $\delta_{кр}$  в области сжатия в зависимости от уровня сжатия бетона  $\sigma/R_b$

лавинноразрушительной кинетике физиковолновой или химической агрессии. Для кольматационного типа повреждений это эквивалентно требованию  $\delta_{np}(t_0) \leq x$  (или более жестко  $\delta_{np}(t_0) \leq x_0$ , даже  $\delta_{np}(t_0) \leq x_1$ ),

где  $x_i$  - высота сжатой зоны изгибаемого железобетонного элемента (причем  $x_0$  - есть некоторое проектное значение;  $x_1$  - то же, в случае коррозионного повреждения растянутой рабочей арматуры).

Отсюда вытекает, что при  $\delta_{кр} > x$  следует считаться с возможностью  $\delta(t) > x$ , а это эквивалентно продвижению фронта повреждений в растянутую (или испытывавшую ранее растягивающие напряжения) зону поперечного сечения. Это немедленно вызывает принципиальное изменение характера коррозионных повреждений, которые в точке  $e$  превращаются из кольматационного в фильтрационный тип (см. рис. 4).

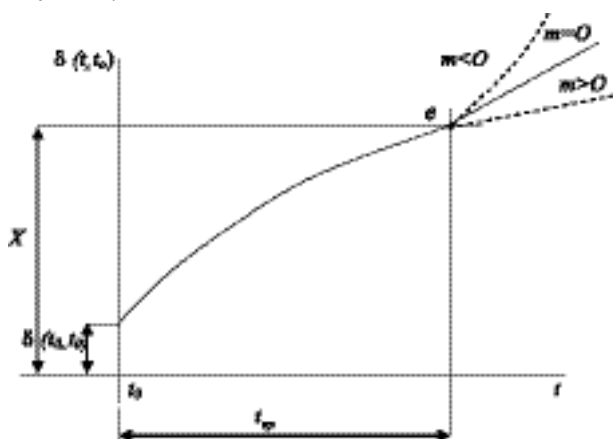


Рис.4. Схема перехода от кольматационного к фильтрационному типу повреждений

В эксплуатационном состоянии, даже при стабилизировавшихся внешних нагрузениях, различные сечения конструкций испытывают разные во времени уровни напряженного состояния. Простейшей иллюстрацией этого факта служит напряженное состояние колонны малоэтажного дома. Вместе с тем каждому константному уровню расчетного напряженного состояния соответствует свой набор эмпирических постоянных  $\delta_{кр}$ ,  $m$ ,  $\alpha$ . С учетом форм кривых зависимости этих параметров от  $\sigma/R_b$  (рис. 2,3) искомые функции (в пределах  $\delta < x$ ) можно принимать в виде полинома

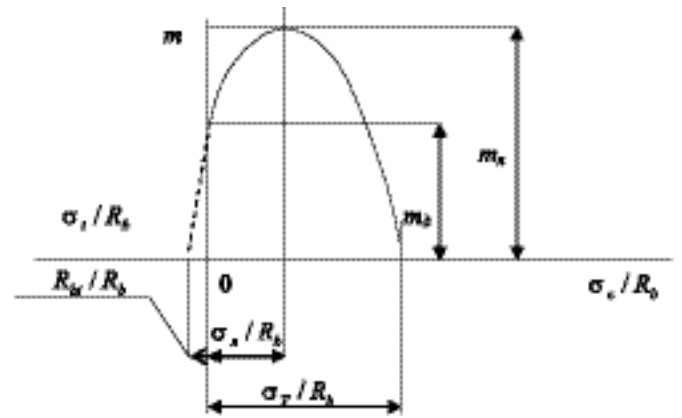


Рис.3. Схема изменения параметра  $m$  в области сжатия от уровня напряжения  $\sigma/R_b$

люстрацией этого факта служит напряженное состояние колонны малоэтажного дома. Вместе с тем каждому константному уровню расчетного напряженного состояния соответствует свой набор эмпирических постоянных  $\delta_{кр}$ ,  $m$ ,  $\alpha$ . С учетом форм кривых зависимости этих параметров от  $\sigma/R_b$  (рис. 2,3) искомые функции (в пределах  $\delta < x$ ) можно принимать в виде полинома

$$\delta_{кр} \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right) = \sum_{i=0}^{i=3} q_{\delta_i} \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)^i;$$

$$\frac{\partial \delta_{кр} \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)}{\partial \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)} = \sum_{i=1}^{i=3} i q_{\delta_i} \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)^{i-1} \quad (7)$$

$$m \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right) = \sum_{i=0}^{i=3} q_{m_i} \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)^i;$$

$$\frac{\partial m \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)}{\partial \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)} = \sum_{i=1}^{i=3} i q_{m_i} \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)^{i-1} \quad (8)$$

Параметры  $q_{\delta_i}$ ,  $q_{m_i}$ ,  $q_{\alpha_i}$  находятся с помощью линейных систем алгебраических уравнений и некоторых фиксированных значений искомых параметров, определяемых экспериментально из условий, что

$$\text{при } \frac{\sigma_c}{R_b} = 0 \quad \delta_{кр} = \delta_0 \quad (9)$$

$$m = m_0$$

$$\text{при } \frac{\sigma_c}{R_b} = \frac{\sigma_l}{R_b} \quad \delta_{кр} = \delta_0; \quad \frac{\partial \delta_{кр}}{\partial \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)} = 0 \quad (10)$$

$$m = m_l \quad \frac{\partial m}{\partial \left( \frac{\sigma_c}{R_b} \right)} = 0$$

$$\text{при } \frac{\sigma_c}{R_b} = \frac{\sigma_T}{R_b} \quad \delta_{кр} = \delta_T; \quad m = 0 \quad (11)$$

Здесь  $\frac{\sigma_l}{R_b}$  соответствует окончанию процесса линейного деформирования и появлению первых микротрещин;  $\frac{\sigma_T}{R_b}$  соответствует началу процесса лавинного образования трещин и предшествует разрушению бетона.

Заметим, что с ростом напряжений  $\sigma(t)$  в интервале  $0 - \sigma_l$  величина  $\delta_{кр}$  уменьшается, а  $m$  увеличивается. По мере дальнейшего роста напряжений  $\sigma(t)$  в интервале  $\sigma_l < \sigma < R$  величина  $\delta_{кр}$  увеличивается, а  $m$  уменьшается, стремясь к нулю.

При расчетно-ступенчатом нагружении для каждого  $K$ -того пригружения, считая, что в бетоне они происходят синхронно с  $K$ -тыми изменениями уровня напряженного состояния, можно, применительно к (4, 5, 6), записать:

$$\delta_{кр}(t) = \sum_{i=0}^{i-1} q_{\delta_i} \left[ \frac{\sigma(t)}{R_b(t)} \right]^i \quad (12)$$

$$m(t) = \sum_{i=0}^{i-1} q_{m_i} \left[ \frac{\sigma(t)}{R_b(t)} \right]^i \quad (13)$$

Подчеркнем, что уровень напряженного состояния, влияя на структурные параметры  $\delta_{кр}$ ,  $m$  и  $\alpha$ , одновременно определяет интенсивность и тип повреждений, т.е. силовое сопротивление бетона.

Если в качестве примера принять  $\frac{\sigma_l}{R_b} = 0,5$  и  $\frac{\sigma_T}{R_b} = 0,75$ , то с помощью (10,11,12) и соответствующих систем уравнений найдем (см. таблицу).

для $\delta$	для $m$
$q_{\delta,3} = -1,17[(\delta_T - \delta_0) + 3,5(\delta_0 - \delta_l)]$	$q_{m,3} = -1,17[(-m) + 3,5(m_0 - m_l)]$
$q_{\delta,2} = 2(\delta_0 - \delta_l) - q_{\delta,3}$	$q_{m,2} = 2(m_0 - m_l) - q_{m,3}$
$q_{\delta,1} = -q_{\delta,2} - 0,75q_{\delta,3}$	$q_{m,1} = -q_{m,2} - 0,75q_{m,3}$
$q_{\delta,0} = \delta_0$	$q_{m,0} = m_0$

Итак, при неубывающем ступенчатом нагружении в интервале  $\frac{\sigma}{R_b} = \frac{\sigma_l}{R_b}$  происходит для  $\delta_{кр}$  – уменьшение, для  $m$  – рост параметров. Другими словами, при кольматационном типе повреждений происходит их торможение. В интервале  $\frac{\sigma_T}{R_b} > \frac{\sigma}{R_b} > \frac{\sigma_l}{R_b}$  установлены рост  $\delta_{кр}$ , уменьшение  $m$ , т.е. процесс коррозионного повреждения интенсифицируется. Наконец, в стадии  $\frac{\sigma}{R_b} \approx \frac{\sigma_T}{R_b}$  происходит  $max$  увеличение  $\delta_{кр}$ , полное уменьшение  $m$  (до  $m=0$ ). Последнее означает изменение кинетического типа повреждений – переход от кольматационного к фильтрующему типу, при котором разрушение неизбежно (см. рис.4).

Таким образом, статья вносит в оценку силового сопротивления бетона более общую, чем существующие, постановку, расширяющую область применения сделанных ранее предложений по решению силовых задач теории железобетона с учетом влияния коррозионных повреждений.

## В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

В.Г. НАЗАРЕНКО, д-р техн. наук, проф., А. ИВАНОВ, канд. техн. наук

### РЕЖИМНАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНОВ

Исследования ряда авторов показывают, что при длительном приложении нагрузок прочность бетона уменьшается. Полученные результаты близко совпадают с опытными данными. Однако в поле зрения этих исследований попали, как правило, высокие уровни напряжений, и в этой области длительная прочность всегда меньше единицы. Все построенные при этом зависимости показывают снижение прочности бетона при любых напряжениях, в том числе и низких. А это противоречит тому факту, что бетон при относительно невысоких напряжениях повышает длительную прочность. При этом обнаружи-

вается разрыв в подходе к проблеме прочности бетона. Если в первом случае прочность связывают только с деструктивными процессами, протекающими в бетоне, то во втором случае говорят о повышении прочности бетона, твердеющего под нагрузкой. Это явление чрезвычайно важно в монолитном домостроении, когда твердение бетона происходит под нагрузкой. Очевидно, что природа рассматриваемого явления непрерывна и должна описываться одними зависимостями. Получить их можно было бы на основе термодинамических, вернее, синергетических, физико-химических или молекулярно-кинетических

принципов. Однако современный уровень развития науки не позволяет осуществить это в обозримой форме, пригодной к практическому применению, и не обеспечивает удовлетворительного совпадения теоретических и опытных данных. Используемые практикой уравнения механического состояния бетонов имеют феноменологическую основу. Феноменологический, как и всякий другой подход к построению теоретических зависимостей, исходит из некоторых эталонных экспериментов и последующего обобщения их с помощью определенных рабочих гипотез. При построении теории длительной прочности к феноменологическому подходу присовокупляются некоторые энергетические приемы, по сути своей являющиеся термодинамическими, равновесных процессов консервативных систем. На самом деле рассматриваемые системы таковыми не являются. Мы ничего не утверждаем, однако подозреваем, что, может быть, тут кроется противоречие, приводящее к упомянутым выше нестыковкам. Эти сомнения подвигли нас к попытке совершенствования теории режимной прочности бетона целиком на феноменологической основе.

Настоящие исследования не претендуют на полноту проработки, они носят лишь заявочный, скорее, постановочный, характер. Причина заключается в том, что в нашем распоряжении имеются всего лишь работы О.Я. Берга, Ю.Н. Хромца, С.Л. Орлова, Р.М. Топчаяна да еще некоторые другие.

Упрочнение или разупрочнение бетона, как отношение длительной прочности бетона, нагруженного в возрасте  $t$  постоянным напряжением  $\sigma$ , к прочности бетона в стандартном возрасте 28 сут, твердеющего в стандартных условиях, будем называть простым. При этом сама длительность действия нагрузки пока строго не оговаривается, предполагая, что она является равной некоторой неустановленной предельной величине. Сведения о существующих экспериментальных данных свидетельствуют об их скудности в этой части, что ограничивает возможность более-менее точной количественной оценки влияния длительности действия на конечный результат. Однако, опираясь на здравый смысл, можно попытаться спрогнозировать качество процесса. Для этого имеются опыты О.Я. Берга и С.Л. Орлова, в которых время выдержки под постоянной нагрузкой составляло 240-250, 240-258 и 260-270 сут, и опыты Р.М. Топчаяна длительностью 120-130 и 150-160 сут. Опираясь на эти опыты, Ю.Н.Хромец и его ученики получили выражение для коэффициента упрочнения бетона, твердеющего под нагрузкой:

$$K = 1.3 \times (1.2 - 0.0064t + 0.000026t^2) \times (1.5 - 0.022R_b + 0.00018R_b^2) \times [1 + 1.4(\sigma/R_b) - 2.4(\sigma/R_b)^2]$$

Член, заключенный в первые круглые скобки, можно трактовать в терминах теории ползучести как функцию старения  $\Omega(t)$ . Действительно, он учитывает возраст бетона в момент приложения нагрузки.

Член, заключенный в квадратные скобки, можно трактовать как функцию напряжений  $S(\sigma/R_b)$ . Все

остальное будем трактовать как предельную меру упрочнения  $M(\infty, 28)$ , умноженную на функцию длительности действия нагрузки  $f(t - \tau)$ . Поскольку эта длительность предполагается равной некоторой предельной величине, то по принятому построению, впредь до накопления экспериментальных данных, принимаем  $f(t - \tau) = 1$ . Обобщая сказанное, запишем:

$$K(t, \tau)^{np} = M(\infty, \tau) \Omega(\tau) f(t - \tau) S(\sigma(\tau)/R_b)$$

или:

$$K(t, \tau)^{np} = M(t, \tau) S(\sigma(\tau)/R_b), \quad (1)$$

где верхний индекс у  $K$  обозначает простое упрочнение, а  $M(t, \tau) = M(\infty, \tau) \Omega(\tau) f(t - \tau)$  - мера простого упрочнения;  $M(\infty, 28) = 1.354(1.5 - 0.022R_b + 0.00018R_b^2)$  - предельная мера простого упрочнения;  $\Omega(\tau) = 0.5 + 0.7e^{-2\gamma t}$  - функция старения в формуле Е.А. Щербакова;  $f(t - \tau)$  - функция длительности действия нагрузки;  $S(\sigma(\tau)/R_b) = 1 + 1.4(\sigma(\tau)/R_b) - 2.4(\sigma(\tau)/R_b)^2$  - функция напряжений.

При выводе уравнения для упрочнения при меняющемся во времени нагружении используем принцип сложения воздействий или суперпозиций. Опираясь на принцип суперпозиции в модифицированном виде, запишем выражение для коэффициента упрочнения бетона при режимном нагружении:

$$K(t, t_0) = K(t, t_0)^{np} + \sum_{i=0}^N \Delta K(t, \tau_i)^{np}$$

или, переходя к пределу:

$$K(t, t_0) = K(t, t_0)^{np} + \int_{t_0}^t dK^{np}. \quad (2)$$

Приращение  $\Delta K^{np}$  и дифференциал  $dK^{np}$  порождаются изменением напряжений, поэтому они являются частными приращением и дифференциалом, откуда:

$$dK(t, \tau)^{np} = M(t, \tau) \frac{dS}{d\tau} d\tau.$$

Отсюда (2) переписывается в виде:

$$K(t, t_0) = K(t, t_0)^{np} + \int_{t_0}^t M(t, \tau) \frac{dS(\tau)}{d\tau} d\tau.$$

Подставив в последнее выражение (1), получим:

$$K(t, t_0) = M(t, t_0) S(t_0) + \int_{t_0}^t M(t, \tau) \frac{dS(\tau)}{d\tau} d\tau.$$

Интегрируя последний член по частям и приведя подобные члены, получим:

$$K(t, t_0) = M(t, t) S(t) - \int_{t_0}^t S(t, \tau) \frac{dM(t, \tau)}{d\tau} d\tau$$

Оба последние выражения являются равноправными и могут применяться в зависимости от того, которое из них проще в конкретной задаче.

### К 95-летию К. В. МИХАЙЛОВА

18 апреля 2008 г. исполнилось 95 лет со дня рождения лауреата государственной премии СССР, заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, почетного члена Российской академии архитектуры и строительных наук – РААСН, почетного строителя России, доктора технических наук, профессора **Константина Васильевича Михайлова**.

Общий трудовой стаж юбиляра приближается к 80 годам, из них уже почти 70 лет как Константин Васильевич посвятил себя строительной науке, начав свою карьеру в 1939 г. сотрудником Центрального научно-исследовательского института промышленных сооружений – ЦНИПСа.

С первых дней Великой Отечественной войны Константин Васильевич был призван в Советскую армию и направлен на строительство оборонительных рубежей. Старший инженер Управления военно-строительных работ, К.В. Михайлов трудился на возведении фортификационных объектов ряда фронтов. Войну Константин Васильевич закончил в чине инженер-капитана, но из армии был демобилизован только в 1946 г. и был направлен в НИИ 200 (Научно-исследовательский институт по строительству закрытого типа).

В 1948 г. К.В. Михайлов защитил диссертацию на тему "Железобетонные круглые резервуары с предварительно напряженной арматурой". Это была первая в стране работа по преднапряженным железобетонным резервуарам, обобщенная впоследствии в виде монографии. Предварительно напряженный железобетон и арматура для предварительного напряжения на многие годы стали приоритетными в круге его научных интересов.

В 1953 г. Константин Васильевич снова возвращается в ЦНИПС, который через несколько лет был разделен на три НИИ: строительных конструкций – ЦНИИСК, строительной физики – НИИСФ и бетона и железобетона – НИИЖБ. К. В. Михайлов переходит на работу в НИИЖБ, где в 1962 г. становится заместителем директора, а через три года – директором. В этой должности он проработал без малого четверть века.

Институт в те годы имел договора о научно-техническом сотрудничестве практически со всеми строительными министерствами страны и понятно почему – объемы применения бетона и железобетона в строительстве превышали тогда 250 млн. м<sup>3</sup> в год.

Профессор К. В. Михайлов является крупнейшим организатором самой науки о бетоне и железобетоне. За годы его директорства число лабораторий НИИЖБ выросло вдвое, более чем в два раза увеличилась площадь производственных и камеральных помещений института, втрое выросло число докторов и кандидатов наук. К.В. Михайлов был председателем Совета по присуждению ученых степеней. В 1988 г., когда Константин Васильевич оставил пост директора НИИЖБ, в институте работало 34 доктора и 180 кандидатов технических наук, в год защищалось около сорока диссертаций, из них почти половину составляли соискатели, аспиранты и докторанты института.

Весом вклад юбиляра в развитие научных школ НИИЖБ, основы которых были заложены еще основателями института профессорами А.А. Гвоздевым и Б.Г. Скрамтаевым. Среди этих школ следует назвать теорию железобетона, бетоноведения, арматуры для обычного и предварительно напряженного железобетона и ряд других. Читатель может более подробно познакомиться с этими направлениями в сборнике, составленном К.В. Михайловым, "Очерки истории НИИЖБ и его научные школы", Москва, 2004 г.

Именно специалисты, выросшие за годы его руководства институтом, профессора, доктора технических наук В.Г. Батраков, А.С. Залесов, Н.И. Карпенко, В.А. Клевцов, Б.А. Крылов, С.А. Мадатян, Л.А. Малинина, Н.А. Маркаров, А.Ф. Милованов, Т.А. Мухамедиев, А.М. Подвальный, А.С. Семченков (ныне директор института), В.Ф. Степанова, Е.А. Чистяков, Ю.В. Чиненков, В.В. Шугаев и многие другие, составляли научный костяк нынешнего НИИЖБ.

Много внимания уделял Константин Васильевич формированию отечественной нормативной базы по бетону и железобетону. В НИИЖБ были разработаны и действуют поныне основные строительные нормы и правила по расчету железобетонных конструк-

ций, обеспечению его долговечности, технологии производства бетонных и арматурных работ. Были подготовлены десятки стандартов и развивающих их пособий и рекомендаций на бетон, арматуру, химические добавки, методы их испытаний – всего более 200 документов.

По его инициативе при Госстрое СССР был организован Координационный совет по научным исследованиям в области бетона и железобетона, сыгравший большую роль в консолидации этого направления строительной науки в стране. Совет имел более десятка секций и охватывал научную деятельность свыше 300 организаций.

Константин Васильевич опубликовал более 300 научных работ, в том числе 12 монографий. Среди последних особо следует отметить вышедший в 2001 г. под его редакцией фундаментальный труд "Бетон и железобетон в XXI веке" объемом более 600 стр. В 2007 г. под его руководством был подготовлен терминологический словарь по железобетону, содержащий почти 1500 терминов.

Многие годы Константин Васильевич был главным редактором журнала "Бетон и железобетон", за это время тираж журнала вырос многократно и достигал в 80-е годы 15 тыс. экземпляров. И ныне он член редколлегии журнала.

Его вклад в строительную науку отмечен целым рядом высоких правительственных наград, в том числе орденами Ленина, Октябрьской Революции, Трудового Красного Знамени и другими, а его ратные подвиги отмечены орденом Отечественной войны II степени и многими медалями, среди которых особо следует отметить медаль "За боевые заслуги", которой он был награжден командованием Воронежского фронта в 1943 г.

Много лет К.В. Михайлов достойно представлял нашу страну в Международной Федерации по предварительно напряженному железобетону – ФИП, являлся членом Президиума и вице-президентом ФИП, а впоследствии был избран ее почетным членом и награжден медалью этой организации. Под его председательством проводились ежегодные сессии Национального комитета ФИП, который имел филиалы почти в двадцати республиках и областях страны. Впоследствии на базе этого комитета была учреждена Всероссийская ассоциация "Железобетон", первым президентом которой единодушно был избран К.В. Михайлов.

Константин Васильевич неоднократно возглавлял делегации отечественных специалистов на конгрессах ФИП, причем это были высокопредставительные делегации. Так, на конгрессе ФИП в Париже численность советской делегации превышала 70 человек, представляя специалистов из десятков республик и областей тогдашнего СССР. Результаты этих командировок обобщались в монографиях по зарубежному опыту, каждый раз с большим интересом встречаемых инженерной общественностью.

Организуемые НИИЖБом раз в четыре года под эгидой НТО строителей Всесоюзные конференции по бетону и железобетону собирали сотни специалистов со всех концов страны.

Ныне Константин Васильевич Михайлов является, несмотря на почтенный возраст, главным научным сотрудником Лаборатории анализа и прогноза НИИЖБ, а также членом ученого совета института, публикует статьи по актуальным вопросам развития бетона и железобетона. Только в журнале "Бетон и железобетон" в 2007 г. вышли три его статьи и еще две в сборнике научных трудов НИИЖБ, посвященных 80- летию института (ныне НИИЖБ им. А.А. Гвоздева).

Редколлегия журнала, редакция, многие соратники, коллеги и друзья Константина Васильевича Михайлова поздравляют его со славным юбилеем и желают ему здоровья и творческих успехов.

Пользуясь случаем, одновременно хотим поздравить с этой датой и Рузанну Леоновну – жену Константина Васильевича. Семидесятилетие счастливой совместной жизни супруги Михайловы отметили в прошлом году.



**ПОЛИПЛАСТ**



**В ЛУЧШИХ  
БЕТОНАХ  
РОССИИ**

***[www.polyplast-un.ru](http://www.polyplast-un.ru)***

**КНИГА ОБ ОСВОЕНИИ ПОДЗЕМНОГО  
ПРОСТРАНСТВА**

**Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие).** М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Представлены способы возведения подземных сооружений, их использование в разных странах и регионах. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

**КНИГА ОБ УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ**

**Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами.** – М.: ОАО "Издательство Стройиздат", 2007. – 184 с.: ил.

Руководство по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Изложены основы проектирования и технологии внешнего армирования железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. Даны основные положения по проектированию усиления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена технология усиления железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены вопросы качества выполнения работ, требования к исходным материалам и условиям проведения работ по усилению, а также требования по обязательному мониторингу усиливаемой конструкции. Проанализирован опыт работы по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Предназначено для инженерно-технических работников проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных объектов.

**КНИГА О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И  
СООРУЖЕНИЙ**

**Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебное пособие.** – Тверь: Изд-во "Русская торговая марка", 2003. – 398 с.: ил.

В книге изложены основы проектирования и создания систем гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции.

Систематизированы и описаны опыт применения, новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ на подземных и заглубленных объектах строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ на различных объектах.

Книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта как инженерных, так и гражданских зданий и сооружений.

***По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО "Триада-Холдинг"***

123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2

Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10

E-mail: [trhold@comail.ru](mailto:trhold@comail.ru)

---

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, А.И. Звездов, К.В. Михайлов, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков, Р.Л. Серых (главный редактор), А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 26.03.08. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Почтовый адрес редакции  
125829, ГСП, Москва, Ленинградский проспект, 64, офис 309

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)

<http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. (495) 155-0345; 703-9762

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