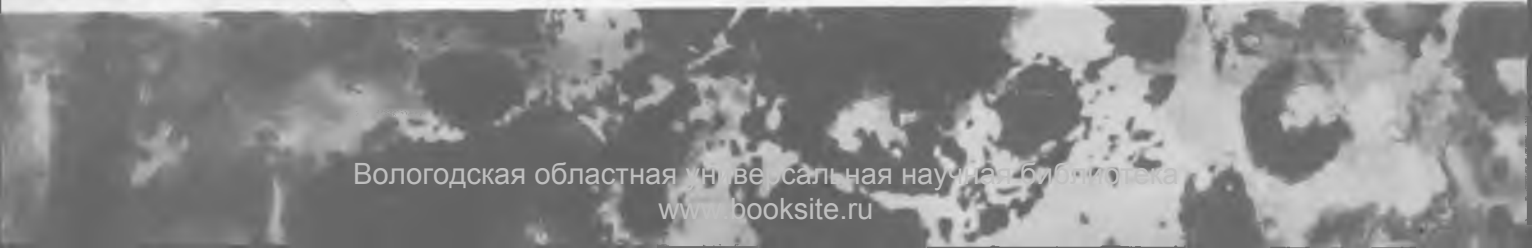
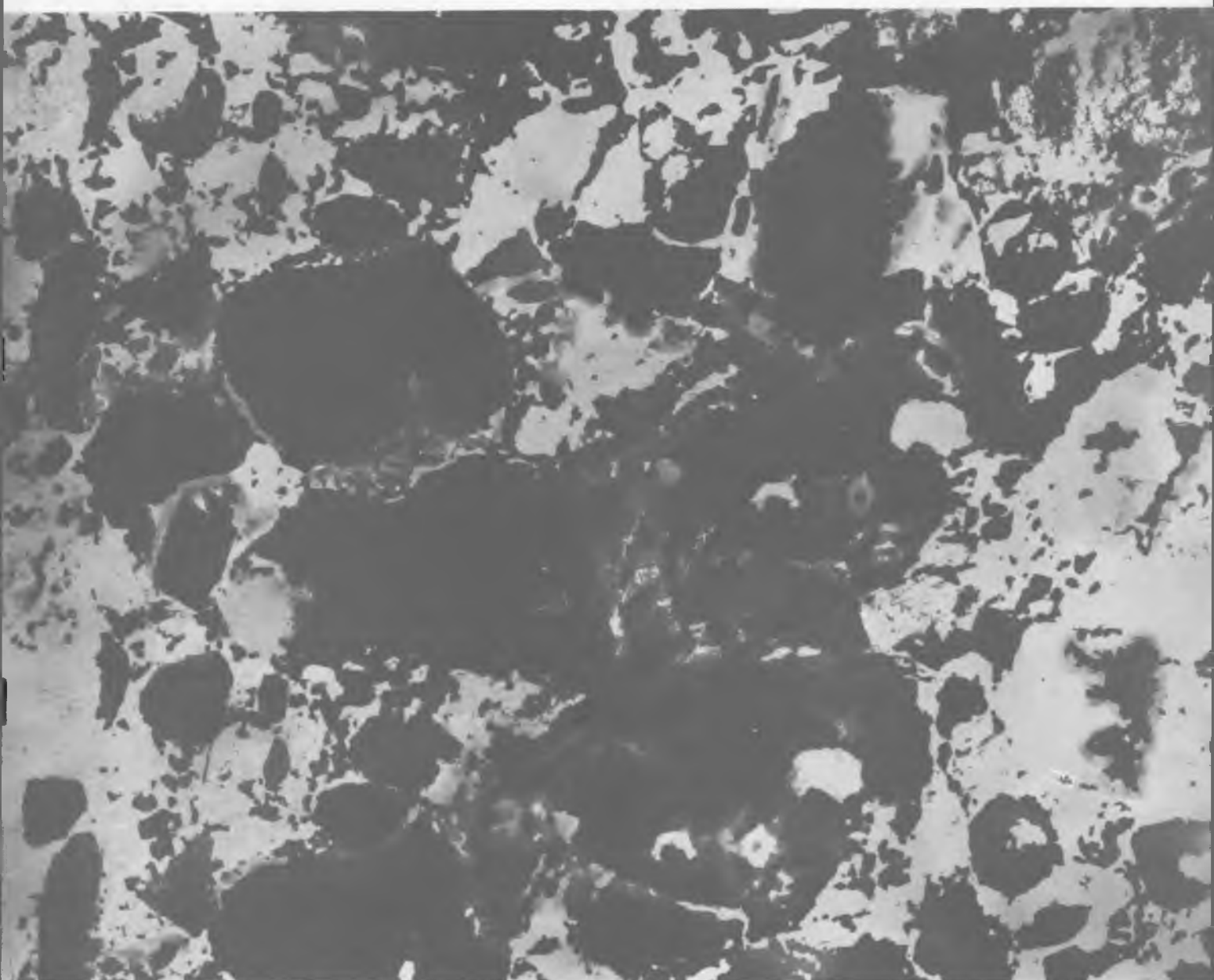


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6
2006





НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ
ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ИЗМЕРИТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

ПУЛЬСАР-1.0/1.1/1.2 - ультразвуковые измерители прочности бетона и строительных материалов (ГОСТ 17624 ГОСТ 24332). Сквозное и поверхностное прозвучивание. Режим измерения глубины трещин (Пульсар-1.1), визуализация и обработка сигналов (Пульсар-1.2).

ОНИКС-2.51...54 - измерители прочности бетона, в т.ч. легкого (от 0.5 МПа) методами ударного импульса и отскока (ГОСТ 22690). Интеллектуальная обработка результатов измерений. Диапазон 0.5...100 МПа, масса прибора 0.14 кг, датчика 0.12 кг.

ОНИКС-ОС - измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием (ГОСТ 22690). Исключено проскальзывание анкера. Контроль нагружения, автоматическая обработка данных. Диапазон 5...100 МПа, усилие до 50 кН, масса 4 кг.

ИЗМЕРИТЕЛИ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ ПОКРЫТИЙ

ПОИСК-2.51...52 - измерители толщины защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904). Адаптация к армированию. Диапазоны: Н=5...130 мм, L=3...50 мм.

ИНК-2.41...42 - измерители напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362). Автоматический расчет удлинения арматуры. Диапазон напряжений: 100...2000 МПа, L=3...28 м.

МТП-1 - измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения (ГОСТ 30732). Диапазон толщин 5...100 мм, смещений 0...20 мм.

ВИБРОАНАЛИЗАТОРЫ, ВИБРОМЕТРЫ, ИЗМЕРИТЕЛИ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

ВИБРАН-2.0/3.0 - одно- и четырехканальные виброанализаторы. Диапазон частот 0.5...1000 Гц, 200...2000 линий спектра, октавный анализ.

ВИСТ-2.41...43 - универсальные виброметры. Диапазон частот 2...1000 Гц, виброскорости 0.02...500 мм/с, виброперемещения 0.002...10 мм.

ИЧСК-1 - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки различных изделий.



ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ

ВИМС-2.21...23 - универсальные влагомеры: песок, бетон, кирпич (ГОСТ 21718), древесина (ГОСТ 16588) и т.д. (более 30 материалов). Датчики: объемный, планарный, зондовый.

ВИМС-2.10...11 - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), 16 пород, встроенный датчик. Ввод индивидуальных градуировочных зависимостей на любые материалы пользователя.

ВИМС-2.12 - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), бетона, кирпича (ГОСТ 21718). Встроенный датчик. Предусмотрен ввод индивидуальных градуировочных зависимостей.

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

ТЕПЛОГРАФ - прибор для определения сопротивления теплопередаче и мониторинга ограждающих конструкций (ГОСТ 26254), оконных и дверных блоков (ГОСТ 26602.1); 8...128 датчиков теплового потока и температуры.

МИТ-1 - измеритель теплопроводности материалов методом теплового зонда (ГОСТ 30256). Диапазон 0.03...2 Вт/м·К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

ИТС-1 - измеритель теплопроводности материалов и термического сопротивления методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076) и теплового зонда. Диапазон 0.02...1.5 Вт/м·К. Размеры образца - 150x150 мм.

РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ТЕРМОМЕТРЫ, ТЕРМОГИГРОМЕТРЫ И ДР.

ТЕРЕМ-4 - многопараметрический регистратор. Применения: мониторинг раскрытия трещин и деформаций, тензоизмерения, контроль перемещений, вибраций, температуры, влажности и др. 8...256 каналов, период регистрации 10 с...1 час.

РТМ-5 - система управления ТВО бетона, 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

ТЕРЕМ-3 - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования.

ТЕМП-3 - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков.

ВДЛ-5.2 - вихревой дефектоскоп металлов.

Приборы имеют: легкие и удобные датчики, память результатов с фиксацией условий измерения (вид объекта контроля, его параметры, время, дата), связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации. Выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором функций, характеристиками и ценой. Приборы, отмеченные знаком  внесены в Государственный реестр средств измерений РФ и республики Беларусь.

454080, Челябинск-80, а/я 12771
т./ф: (351) 265-56-38, 260-87-42, 262-91-69, 262-91-70
<http://www.interpribor.ru> E-mail: Info@interpribor.ru

г.Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13
(095) 789-28-50
г.Санкт-Петербург тел. (812) 998-45-86
(812) 570-64-96

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

ЮРЬЕВ А.Г., ЛЕСОВИК Р.В., ПАНЧЕНКО Л.А. Дисперсно армированный мелкозернистый бетон с использованием техногенного песка 2

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

МОЛОДИН В.В., ЛУНЕВ Ю.В. Энергосберегающая технология зимнего бетонирования фундаментных плит 3

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ТИХОНОВ И.Н., КОЗЕЛКОВ М.М., ДЕМИДОВ А.Р. К проектированию зданий из железобетона с учетом защиты от прогрессирующего обрушения 6

КЛЮЕВА Н.В., ВЕТРОВА О.А. Экспериментально-теоретические исследования живучести эксплуатируемых железобетонных рам при внезапных повреждениях 12

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

ВОЛОДЧЕНКО А.Н., ЖУКОВ Р.В., ФОМЕНКО Ю.В., АЛФИМОВ С.И. Силикатный бетон на нетрадиционном сырье 16

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ВОРОБЬЕВ А.А., КАЗАКОВ А.С. Выносливость железобетонных элементов, пропитанных нефтепродуктами 19

ПОДЛАСОВА И.А., ТОМРАЧЕВ С.А. Применение компьютерного моделирования капиллярных пор тяжелого бетона при расчете долговечности конструкций 22

ТЕОРИЯ

БЕРЛИНОВ М.В. Учет энергопоглощения железобетонных конструкций в условиях нелинейного трехмерного деформирования 26

БИБЛИОГРАФИЯ

БАТРАКОВ В.Г. Проблема коррозии модифицированных бетонов 30

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

Р.О.БАКИРОВУ — 80 31

А.Г.ЮРЬЕВ, д-р техн. наук, Р.В.ЛЕСОВИК, Л.А.ПАНЧЕНКО, кандидаты техн. наук
(БГТУ им. В.Г.Шухова)

Дисперсно армированный мелкозернистый бетон с использованием техногенного песка

Мировая практика строительства определила фибробетон как один из перспективных строительных материалов XXI века [1].

Исследование дисперсно армированных цементных композиций позволяет выпускать облегченные строительные конструкции с повышенной прочностью. Помимо экономических соображений, выбор волокна обуславливается тем, какими свойствами должна обладать композиция для удовлетворения заданным требованиям. Изучение возможности замены стекловолокном других волокон в бетоне показало, что получаемый прочный и относительно легкий композит с высокой вязкостью разрушения представляется весьма перспективным.

Увеличение удельной и суммарной поверхностей заполнителя, а следовательно, физико-химической и химической активности частиц достигается посредством добавления мелкозернистого компонента (например, песка) с возможным понижением содержания крупнозернистых фракций. В пределе получают мелкозернистый бетон, когда в качестве заполнителя используют только песок.

Производственная практика показала, что армирование бетона стекловолокном, обладающим высокой химической устойчивостью к щелочной среде, стало возможным благодаря направленной выработке волокон из стекла специальных составов [2, 3]. Использованное в экспериментах цементостойкое волокно выпускается в виде ровинга РЦР-15-190-2520-9. Цифры обозначают: диаметр элементарного волокна в мкм — 15; линейная плотность комплексной нити — 190; линейная плотность ровинга — 500 Н; предел прочности при растяжении — 1600 МПа; предельная деформация при растяжении

— 2,2%; модуль упругости — 72 ГПа; модуль сдвига — 29,1 ГПа.

На территории КМА для производства мелкозернистого бетона наибольший интерес представляет отсев дробления на щебень попутно добываемых горных пород (кварцитопесчаников), а также отходы мокрой магнитной сепарации железистых кварцитов. Первые представляют собой почти мономинеральную породу тонкозернистой структуры, массивной, реже грубополосчатой текстуры. Породообразующим минералом является кварц, содержание которого достигает 90–94%. Остальные минеральные материалы представлены мусковитом, биотитом, реже хлоритом, фукситом, альбитом, калиевым полевым шпатом.

Анализ результатов физико-механических испытаний кварцитопесчаников Лебединского месторождения свидетельствуют об их высоком качестве. Средняя плотность — 2650 кг/м³, водопоглощение — 0,10%, пористость — 0,91%, временное сопротивление сжатию в водонасыщенном состоянии — 141,2 МПа, морозостойкость более 150 циклов, марка щебня по дробимости — 1200, содержание серы в целом по месторождению (в пересчете на SO₃) — 0,18%.

В экспериментах применяли товарный цемент ЗАО «Белгородский цемент» марки ПЦ 500 ДО. Белгородская водопроводная вода имеет pH=7,12 (pH дистиллированной воды 6,5). Ее карбонатная жесткость составляет 5,5–5,6 Мг-экв/л. Практика использования стекловолокна для дисперсного армирования бетона показала, что, с точки зрения длительности сохранения армирующего качества, приемлемо волокно диаметром 13–15 мкм, чему соответствует использованный ровинг.

В качестве варьируемых пара-

метров были приняты длина волокна (20, 35 и 50 мм) и процент армирования (1,5; 3,0 и 4,5) по массе при отношении цемента и песка 1:3. Выходными параметрами были средняя плотность стеклофибробетона (γ), предел прочности при сжатии ($R_{сж}$), предел прочности на растяжение при изгибе ($R_{изг}$), а также начальный модуль упругости.

Высушенные песок, цемент и стекловолокно смешивали до получения однородного состава, затем добавляли воду до образования однородной массы. После формования и уплотнения образцы находились под влажной мешковиной в течение 24 ч при температуре не выше 15⁰С. После расформовки бетонные кубики размером ребра 100 мм и призмы размером 120x120x400 мм помещали в камеру твердения с температурой 20⁰С и влажностью более 90%, что соответствует требованиям ГОСТ 18105.0-80 и 8829-85. Испытания образцов проводились на универсальной машине УМ-10 по стандартной методике (ГОСТ 10180-90), результаты представлены в таблице.

Анализ результатов испытаний кубов свидетельствует, что при введении стекловолокна в количестве 4,5% и более наблюдается тенденция к снижению предела прочности бетона при сжатии. При введении стекловолокна в количестве 1,5 и 3% с длиной волокна 20 и 35 мм отмечается повышение прочности бетона при сжатии (до 28%), а при увеличении длины волокна до 50 мм она имеет тенденцию к снижению.

Известно, что любые включения являются концентраторами напряжений, что в данном случае проявляется в значительной мере при длине стекловолокна свыше 35 мм и при увеличении процента армирования до 4,5%. Но в то же вре-

Номера серий образ- цов	Волокна		γ , кг/м ³	$R_{сж}$		$R_{изг}$	
	длина, мм	% по массе		величина, МПа	прирост, %	величина, МПа	прирост, %
Без волокон			2250	23		3,6	
1	20	1,5	2240	27,1	17,8	5,2	44,4
2	20	3	2230	27,4	19,1	6	66,7
3	20	4,5	2220	24	4,3	6,3	75
4	35	1,5	2230	29,5	28,3	7	94,4
5	35	3	2210	28,2	22,6	8,5	136,1
6	35	4,5	2290	20	-13	9	150
7	50	1,5	2220	17,9	-22,2	7,1	97,2
8	50	3	2190	17,7	-23	9,5	163,9
9	50	4,5	2160	17	-26,1	10	177,8

мая оптимальная система включений способна притормозить, а в некоторых случаях и полностью остановить развитие трещин. Соответствующий анализ результатов испытаний призм показывает, что предел прочности бетона на растяжение при изгибе растет как при увеличении длины волокна, так и при росте процента армирования.

Жесткость пространственного каркаса из пленок вяжущего вещества обычно обусловлена его разнородностью. Жесткие перегородки кристаллизационного характера в мелкозернистом бетоне практически не реагируют на температуру окружающей среды. Включение стекловолокон делает перегородки

подвижными, обладающими релаксационной способностью, что позволяет снять часть напряжений, возникающих в образце.

В ходе экспериментов проводились визуальные наблюдения за образованием и раскрытием трещин. Было установлено, что первые трещины появились при напряжениях от 20 до 30% от предела прочности на растяжение при изгибе. Они имели волосной характер и закрывались при снятии нагрузки. Последние трещины при симметричном нагружении призм образовывались симметрично относительно первичной трещины. Площадь поверхности трещинообразования изменялась в зависимо-

сти от длины волокон и процента армирования.

Таким образом, полученные результаты свидетельствуют о том, что стекловолокно является эффективным дисперсным армирующим элементом для мелкозернистого бетона. С увеличением процентного содержания стекловолокна и их длины стабильно повышается прочность на растяжение при изгибе, что имеет немаловажное значение для повышения несущей способности конструкций, включающих изгибаемые элементы. Вместе с тем необходимо учитывать изменение предела прочности при сжатии и при осуществлении конкретных конструктивных решений находить оптимальные сочетания длины стекловолокна и процента дисперсного армирования мелкозернистого бетона.

Библиографический список

1. Волков И.В. Проблемы применения фибробетона в отечественном строительстве // Строительные материалы. – 2004. – №6 – с.12-13.
2. Харчевников В.И. Основы структурообразования стекловолокнистых полимербетонов // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. – 1987. – №11. – с.62-66.
3. Lorenzis L.de, Miller B., Nanni A. Bond of FRP laminates to concrete // ACI Material Journal. – 2001. – V98, N3. – P/256-264.

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

В.В. МОЛОДИН, канд. техн. наук, доц. (ООО “Евросити”); Ю.В. ЛУНЕВ, инж. (Новосибирский государственный арх.-строит. ун-т (Сибстрин))

Энергосберегающая технология зимнего бетонирования фундаментных плит

Исследованиями, проведенными НГАСУ (Сибстрин) совместно с ООО “Евросити”, доказана возможность существенного (до 50%) энергосбережения при зимнем бетонировании монолитных элементов фундаментов жилых и гражданских зданий за счет:

полезного использования естественной тепловой энергии, аккумулированной в талой части грунтового основания;

управляемого режима тепловой обработки с “включением” механизма полезного использования тепловой инерции бетона.

По данным С.А. Миронова [1], метод использования теплоты грунта при возведении фундаментов и под-

земных сооружений в зимних условиях впервые был предложен и реализован в 1936 г. инженером Б.А. Бодянским. Аналогично предварительно запасынная теплота используется при зимнем бетонировании стыков строительных конструкций [2]. Однако широкое применение этого высокоэффективного способа производства зимних бетонных и железобетонных работ в строительстве затруднено из-за сложности решения пакета прикладных задач строительной теплофизики, связанных:

с прогнозом температурного режима и глубины промерзания грунта основания как на момент вскрытия котлована, так и на момент начала укладки бетонной смеси;



Рис.1. Схема вскрытого котлована

X и Y – половина соответственно длины и ширины котлована;
 Z – глубина котлована

с расчетным подтверждением достаточности или недостаточности тепла в грунтовом массиве для организации зимнего бетонирования с беспрогревным выдерживанием бетона (точнее, только с периферийным прогревом вертикальных граней);

с предварительным разогревом грунта основания;
с малоинтенсивным прогревом грунта основания в процессе выдерживания бетона;

с установлением условий, при которых зимнее бетонирование возможно только при применении прогревных методов.

Все перечисленные задачи с использованием метода математического моделирования сложных физических процессов и современных методов вычислительной математики, а также с адаптацией классической задачи Стефана для замерзающих (оттаивающих) связанных грунтов [3, 4 и др.] в настоящее время авторами решены. Рассмотрим некоторые из них применительно к конкретному строительному объекту в г. Новосибирске.

Математическое моделирование динамики температурного поля после вскрытия котлована. Предварительно решена одномерная задача для массива промерзающего грунта до вскрытия котлована [3, 4], в том числе, если это необходимо, – с учетом динамики снегового покрова (толщины и коэффициента теплопроводности снега). Конечный результат решения этой задачи является начальным условием для обозначенной выше задачи. В соответствии с расчетной схемой рис. 1 трехмерная математическая модель для осесимметричного котлована имеет вид (1):

$$1. \frac{\partial t_{1,2}(x, y, z, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\lambda_{1,2}}{C_{эф}} \left(\frac{\partial^2 t_{1,2}(x, y, z, \tau)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t_{1,2}(x, y, z, \tau)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t_{1,2}(x, y, z, \tau)}{\partial z^2} \right) + \frac{W_{\phi}(\tau)}{C_{эф}}$$

$$2. -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x = \eta(x), y, z, \tau)}{\partial x} + \lambda_1 \frac{\partial t_1(x = \eta(x), y, z, \tau)}{\partial x} = \pm \varepsilon \omega_{нсв} \rho_{1,2} \frac{d\eta(y, z, \tau)}{d\tau}$$

$$3. -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, y = \xi(y), z, \tau)}{\partial y} + \lambda_1 \frac{\partial t_1(x, y = \xi(y), z, \tau)}{\partial y} = \pm \varepsilon \omega_{нсв} \rho_{1,2} \frac{d\xi(x, z, \tau)}{d\tau}$$

$$4. -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, y, z = v(z), \tau)}{\partial z} + \lambda_1 \frac{\partial t_1(x, y, z = v(z), \tau)}{\partial z} = \pm \varepsilon \omega_{нсв} \rho_{1,2} \frac{dv(x, y, \tau)}{d\tau}$$

$$5. -\lambda_{1,2} \frac{\partial t_{1,2}(x, y, z = 0, \tau)}{\partial z} = K_{np}(\tau) [t_{1,2}(x, y, z = 0, \tau) - \Theta(\tau)]$$

$$6. t_1(x, y, z = H_0, \tau) = const = t^*$$

$$7. \frac{\partial t_{1,2}(x = X, y, z, \tau)}{\partial x} = 0$$

$$8. \frac{\partial t_{1,2}(x, y = Y, z, \tau)}{\partial y} = 0$$

$$9. t_{1,2}(x, y, z, \tau = 0) = \psi(x, y, z)$$

$$10. \omega_{св}(t) = At_2^3 + Bt_2^2 + Ct_2 + D$$

$$11. i(t) = Et_2^3 + Ft_2^2 + Gt_2 + H,$$

где индекс “1” относится к талому и индекс “2” – к мерзлому грунту; λ – коэффициент теплопроводности грун-

та; $C_{эф} = C_1 + \frac{\partial i}{\partial t} \cdot \varepsilon \cdot \omega_{св} \cdot \rho_{ск}$ – эффективная объемная теплоемкость грунта; $\omega_{св}$ и $\omega_{нсв}$ – массовая влажность за счет незамерзшей соответственно связанной и не связанной влаги в долях единицы; ε – удельная теплота фазовых переходов; $\rho_{ск}$ – плотность скелета грунта; $K_{np}(\tau)$ – приведенный коэффициент теплопередачи на поверхности; t^* – температура грунта на глубине ($z=H_0$) нулевой амплитуды годовых колебаний; 1.10 и 1.11 – эмпирические формулы, описывающие экспериментальные данные З.А. Нерсесовой [5] по содержанию в связном грунте соответственно незамерзшей связанной влаги и льдистости в зависимости от температуры.

Заметим, если грунтовый массив сложен несвязными грунтами, то источник (сток) тепла фазового типа в уравнении 1.1 $W_{\phi}(\tau)=0$, а алгоритмическая реализация классического условия Стефана 1.2 проведена по широко известному алгоритму Ю.А. Попова [5]. Если же грунтовый массив сложен связными грунтами, то совместная численная аппроксимация 1.1 и 1.2 проведена по алгоритму, разработанному Ю.В. Луневым [3, 4].

Математическая модель (1) реализована авторами на алгоритмическом языке Object Pascal в среде Borland Delphi 7.0. При этом программный продукт отлажен на конкретном примере строительного объекта ООО “Евросити”, расположенного в г. Новосибирске в пойме р. Обь. Грунт основания – песок и супесь. Дата вскрытия котлована 20.11.2005 г., дата начала бетонирования фундаментной плиты 17.01.2006 г. Температурное поле грунта основания и бортов котлована по данным расчетов, подтвержденных контрольными измерениями, приведены на рис. 2. Глубина промерзания бортов и основания котлована составила 1,4 м.

Требовалось принять решение о методе зимнего

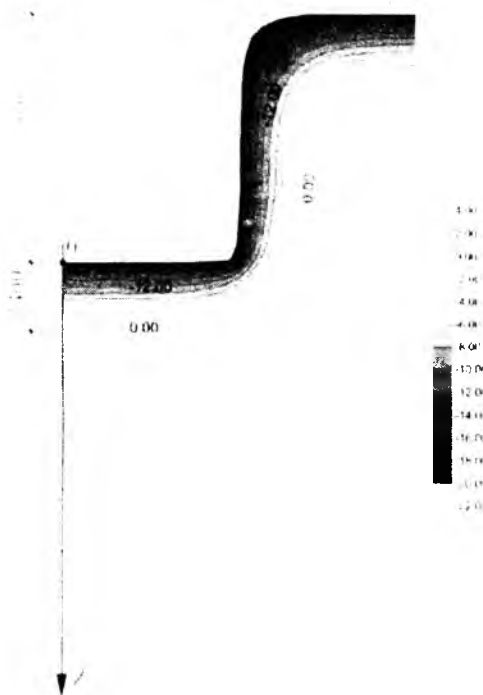
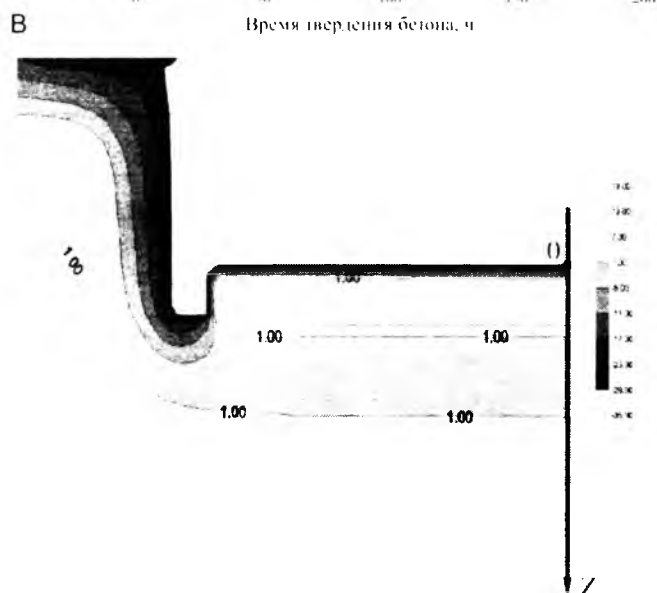
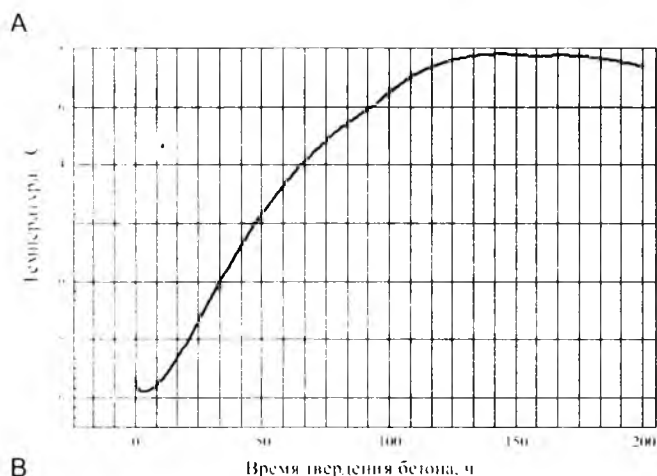


Рис.2. Температурное поле и глубина промерзания основания и бортов котлована



бетонирования фундаментной плиты размером 57600x17400x1000 мм.

В соответствии с [6], промерзшее грунтовое основание вскрытого котлована сначала необходимо оттаять на глубину не менее 500 мм, а затем прогреть до температуры +5...+10 °С.

Для того чтобы, во-первых, убедиться в необходимости оттаивания и прогрева грунтового основания, во-вторых, определить необходимое для этого время авторами разработан и реализован практически метод математического моделирования динамики температурного поля в грунтовом основании при его оттаивании и прогреве греющим электрическим кабелем в термостойкой изоляции, уложенным с шагом b на контакте грунта основания с песчаной подсыпкой. Разработаны расчетная схема и математическая модель задачи для времени непрерывного оттаивания – прогрева продолжительностью 100, 200, 300, 400 и 500 ч. Попутно была решена вспомогательная задача: установлен максимально допустимый шаг раскладки греющего кабеля ($b \leq 250$ мм), при котором линейный источник (q_l , Вт/м) можно привести к условно плоскому (q_0 , Вт/м²) при погрешности не более 1%.

Далее были рассчитаны следующие варианты бетонирования фундаментной плиты:

1) периферийный (по вертикальным граням) прогрев бетона, уложенного на непрогретое грунтовое основание;

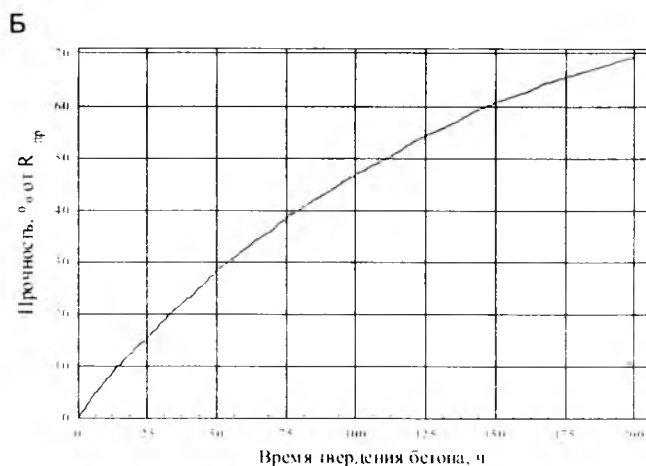


Рис. 3. Результаты расчетов при периферийном прогреве бетона на непрогретом грунтовом основании

А – изменение во времени температуры бетона; Б – изменение во времени относительной прочности бетона; В и Г – температурное поле соответственно в грунте основания и в фундаментной плите (В) и отдельно – в фундаментной плите

2) периферийный прогрев бетона, уложенного на прогретое грунтовое основание;

3) периферийный и внутренний (на уровне верхней и нижней арматурных сеток) прогрев бетона, уложенного на непрогретое грунтовое основание;

4) периферийный и внутренний прогрев бетона, уложенного на прогретое грунтовое основание.

Данные расчетов по принятому к исполнению первому варианту приведены на рис. 3. При этом данные замеров температуры бетона в десяти термометрических гильзах с помощью термометра "Термит" (точность 0,1 °С), зафиксированные в журнале производства работ, полностью совпали с данными расчетов. Можно также отметить, что для прогноза процесса набора бетоном прочности авторами разработана компьютерная аппроксимация номограмм ЦНИИОМТП и НИИЖБа, построенных на большом объеме экспериментальных данных и потому имеющих высокую степень достоверности.

Библиографический список

1. Миров С.А. Теория и методы зимнего бетонирования/ С.А. Миров. - М.: Стройиздат, 1975. - 700 с.

2. Арбенев А.С. Заделка стыков с электрорагревом смеси/ А.С. Арбенев, В.В. Молодин// Бетон и железобетон. - 1985. - №3. - С.8-9.

3. Лунев Ю.В. Математическое моделирование процесса заморозания (оттаивания) связных грунтов/Ю.В. Лунев// Сб. "Проблемы механики: теория, эксперимент и новые технологии". Тр. V Всероссийской конференции молодых ученых. - Новосибирск: ИТПМ СО РАН, 2005. - С.50.

4. Лунев Ю.В. Математическое моделирование процесса заморозания (оттаивания) связных грунтов/ Ю.В. Лунев, О.А. Шалгунова// Тр. НГАСУ (Сибстрин).- 2005.- Т.8.- №1 (31).- С.33-45.

5. Попов Ю.А. Гидромеханизация в Северной строительной климатической зоне/ Ю.А. Попов, Д.В. Рощупкин, Т.И. Пеняскин. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отд.-ние, 1982.-224 с.

6. Рекомендации по электрообогреву монолитного бетона и железобетона нагревательными проводами/ ЦНИИОМТП Госстроя СССР. - М.: Изд-во ЦНИИОМТП, 1989. - 67 с.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

И.Н.ТИХОНОВ, М.М.КОЗЕЛКОВ, кандидаты техн. наук, А.Р.ДЕМИДОВ, инж. (НИИЖБ)

К проектированию зданий из железобетона с учетом защиты от прогрессирующего обрушения

Здания из монолитного и сборного железобетона должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения несущих конструкций в результате возникновения аварийных чрезвычайных ситуаций [1].

Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения должна проверяться расчетом и обеспечиваться конструктивными мерами, способствующими развитию в несущих конструкциях пластических деформаций при предельных нагрузках.

Расчет устойчивости здания необходимо производить на особое сочетание нагрузок, включающее постоянные и длительные нагрузки при наиболее опасной схеме локального разрушения. Таковой в каркасных зданиях является разрушение (удаление) колонн (пилонов) либо колонн (пилонов) с примыкающими к ним участками стен, расположенных на одном (любом) этаже на площади локального разрушения.

Постоянные и временные длительные нагрузки следует принимать с коэффициентами сочетаний нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице. Величины деформаций и ширина раскрытия трещин в конструкциях не регламентируются.

Расчетные прочностные и деформативные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям согласно действующим нормам проектирования железобетонных конструкций.

Для расчета зданий при прогрессирующем обрушении следует использовать пространственную расчетную модель. В ней могут учитываться элементы, являющиеся ненесущими в обычных условиях (наружные стены, ограждения балконов и т.п.), которые в случае прогрессирующего обрушения могут воспринимать аварийные нагрузки и активно участвовать в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

Расчет здания предпочтительно выполнять с использованием программных комплексов, допускающих возможность учета физической и геометрической нелинейности жесткостных характеристик элементов, что обеспечивает наибольшую достоверность расчета и снижение дополнительных материалозатрат.

Принимая во внимание перечисленные выше допущения к расчету зданий при прогрессирующем обрушении, следует предположить, что эти допущения могут при определенных обстоятельствах обеспечить положительные результаты расчета при отсутствии или минимальном увеличении расхода материалов (бетона и арматуры).

Для оценки критических величин габаритных размеров сетки колонн каркасных зданий из монолитного железобетона были выполнены статические расчеты и расчеты на прогрессирующее обрушение 3-, 10- и 17-этажных зданий с регулярной структурой сетки колонн

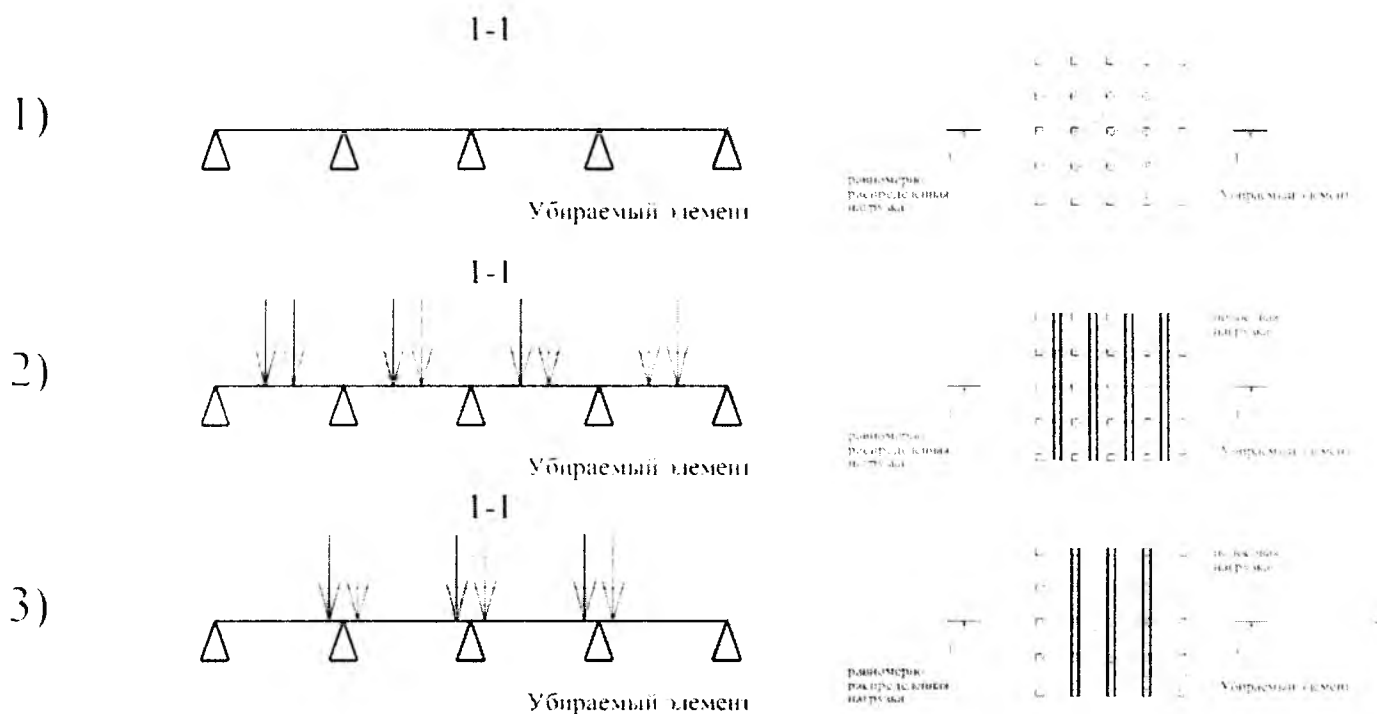


Рис. 1. Расчетные схемы нагружения

и безригельным плитным перекрытием. Расчеты выполнялись с использованием возможностей программного комплекса "Ли́ра 9.2."

Принятая очередность расчета:

- статический расчет здания в упругой постановке по расчетным нагрузкам и сопротивлениям материалов для 1 и 2 групп предельного состояния. Жесткостные характеристики материалов – условные, принятые одинаковыми отдельно для перекрытий и колонн;
- определение армирования перекрытий по статическому расчету, корректировка пролетных и опорных зон армирования плиты перекрытия по максимальным пролетным моментам и принципу его непрерывности и симметричности в растянутых и сжатых зонах с сохранением расчетного армирования надопорных зон;
- внесение изменений в жесткостные характеристики материалов, учитывающих принятое армирование;
- изменение типа конечных элементов расчетной модели на геометрически и физически нелинейные;
- введение трехлинейных диаграмм деформирования для бетона и двухлинейной диаграммы для арматуры согласно СП 52-101-2003;
- введение откорректированных расчетных сопротивлений материалов с их увеличением путем умножения на коэффициенты динамического упрочнения (коэффициенты условий работы);
- снижение нагрузки на перекрытие до величин постоянной и длительной нагрузки с коэффициентами сочетания и надежности равными единице;
- удаление одной колонны нижнего этажа и перерасчет здания с новыми условиями итерационным методом;

-оценка результатов расчета.

Колонны были приняты сечением 400х400 мм, толщина перекрытия 200 мм, арматура класса прочности 500 МПа, класс бетона В25. Суммарная величина принятой при статических расчетах равномерно распределенной нагрузки составила 1100 кг/м², дополнительной полосовой нагрузки 1300 кг/п.м.

Характерные схемы нагружения, принятые в выполненных расчетах, и его результаты частично приведены в таблице. Графическое отображение схем нагружения представлено на рис. 1.

В результате выполненных расчетов получены данные, которые могут служить ориентиром для оценки эффективности и экономической целесообразности принятых на стадии предпроектных разработок объемно-планировочных решений каркасных зданий, проектируемых с учетом исключения прогрессирующего обрушения.

Превышение размеров сеток колонн, приведенных в таблице, может создать условия для потери устойчивости здания от прогрессирующего обрушения. При этом предотвращение обрушения потребует значительного увеличения расхода бетона и арматуры, а также усложнения проектных решений армирования конструкций и их узловых соединений.

Совершенствование расчетной модели, например, путем использования трехлинейной диаграммы арматуры класса прочности 500 МПа, перераспределения усилий за счёт раскрытия шарниров пластичности, учета влияния распора на несущую способность перекрытий, а также увеличение высоты сечения перекрытия и применение бетона более высокой прочности позво-

лит откорректировать приведенные в таблице критические размеры сетки колонн в сторону увеличения.

При превышении критических размеров сетки колонн проверка здания на устойчивость против прогрессирующего обрушения производится на основании сопоставления усилий в отдельных конструктивных элементах, полученных из статического расчета, с предельными усилиями, которые могут быть восприняты этими элементами. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$, где F и S соответственно усилие в конструктивном элементе и его расчетная несущая способность, найденные с учетом указаний, приведенных выше.

Конструкции, для которых требования по прочности не удовлетворяются, должны быть усилены дополнительным армированием или увеличением сечения элементов.

Так как разрушение колонны каркасного здания может быть мгновенным (взрыв), эксплуатационная статическая нагрузка в расчетах на прогрессирующее нагружение должна приниматься как динамическая нагрузка [2]. Динамический характер нагружения в этом случае учитывается коэффициентом динамичности по нагрузке

$$\gamma = q_{ud} / q_0 \quad (1)$$

где q_{ud} – предельная нагрузка на перекрытие с удаленной колонной (пилоном, участком стены); q_0 – нормативная постоянная и длительная временная нагрузка

Из работы [2]

$$\gamma = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0.5} \quad (2)$$

где K_{pl} – коэффициент пластичности, равный отношению полного прогиба элемента к предельному упругому.

Из (2) следует, что коэффициент динамичности равен двум при равенстве полного и упругого прогибов, что возможно в случае равенства относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$ ее граничному значению ξ_R .

При относительной высоте сжатой зоны $\xi = x/h_0 \leq 0.25$ коэффициент пластичности может быть определен по формуле из [3]

$$K_{pl} = \frac{\varepsilon_{bmd} \omega_d E_s (0.78 - \xi_d)}{R_{sd} + 0.002 E_s} \quad (3)$$

где ε_{bmd} – краевые относительные деформации сжатого бетона

$$\varepsilon_{bmd} = \frac{\varepsilon_{buld}}{\left(1 - \omega_d / 1.1\right)} \quad (4)$$

где ε_{buld} – относительные деформации бетона при центральном сжатии ($\varepsilon_{buld} = 0.002$); ω_d – коэффициент полноты эпюры напряжения сжатой зоны бетона.

$$\omega_d = 0.85 - 0.006 R_{bd} \quad (5)$$

где R_{bd} – напряжения бетона при динамическом нагружении.

$$R_{bd} = R_{bn} \cdot \gamma_{bv}^*$$

где R_{bn} – нормативное значение сопротивления бетона сжатию; γ_{bv} – коэффициент динамического упрочнения бетона при сжатии.

Для железобетонных элементов, имеющих расчетное армирование сжатой зоны $\gamma_{bv}^* = 1.1$, не имеющих расчетного армирования, $\gamma_{bv}^* = 1.2$; E_s – модуль упругости арматуры

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа},$$

R_{sd} – расчетное значение сопротивления арматуры растяжению при динамическом нагружении

$$R_{sd} = \gamma_{sv}^* \cdot R_{sn}^*$$

где R_{sn} – нормативное значение сопротивления арматуры растяжению; γ_{sv} – коэффициент динамического упрочнения арматуры при растяжении.

Для арматуры с R_{sn} , равным 400 или 500 МПа, $\gamma_{sv} = 1.1$;

$$\xi_d = x_d / h_0 \text{ – относительная высота сжатой зоны}$$

бетона при динамическом нагружении, определяемая по СНиПу при динамическом сопротивлении арматуры растяжению R_{sd} , сжатию R_{scd} и бетона R_{bd} , вычисляемых как произведения коэффициентов динамического упрочнения и нормативных сопротивлений материалов

$$R_{scd} = \gamma_{scv}^* \cdot R_{sc}$$

Для арматуры с $R_{sn} = 400$ МПа $R_{sc} = 400$ МПа, $\gamma_{scv}^* = 1.05$.

Для арматуры с $R_{sn} = 500$ МПа $R_{sc} = 450$ МПа, $\gamma_{scv}^* = 1.0$.

На рис. 2 приведены расчетные графические зависимости коэффициента динамичности по нагрузке γ от коэффициента пластичности K_{pl} и ξ_R . Графики построены для арматуры класса прочности 500 МПа и бетона разных классов.

Из рис. 2 можно заключить, что увеличение армирования для повышения несущей способности железобетонных элементов влечет за собой рост относительной высоты сжатой зоны (ξ_R), снижение пластической работы конструкций (K_{pl}) и обуславливает необходимость использования при проектировании зданий на прогрессирующее обрушение методики расчета железобетона при кратковременных динамических нагрузках с учетом коэффициента динамичности по нагрузке (γ). Это приведет к дополнительным материальным затратам. В практике проектирования железобетонных изгибаемых элементов зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения при армировании следует выполнять условие $\xi_d < 0.25$. Самое невыгодное армирование изгибаемого элемента, рассчитываемое на прогрессирующее обрушение, когда $\xi_d < 0.1$, но в этом случае при проверке прочности величины

$$\xi_d = x_d/h_0$$

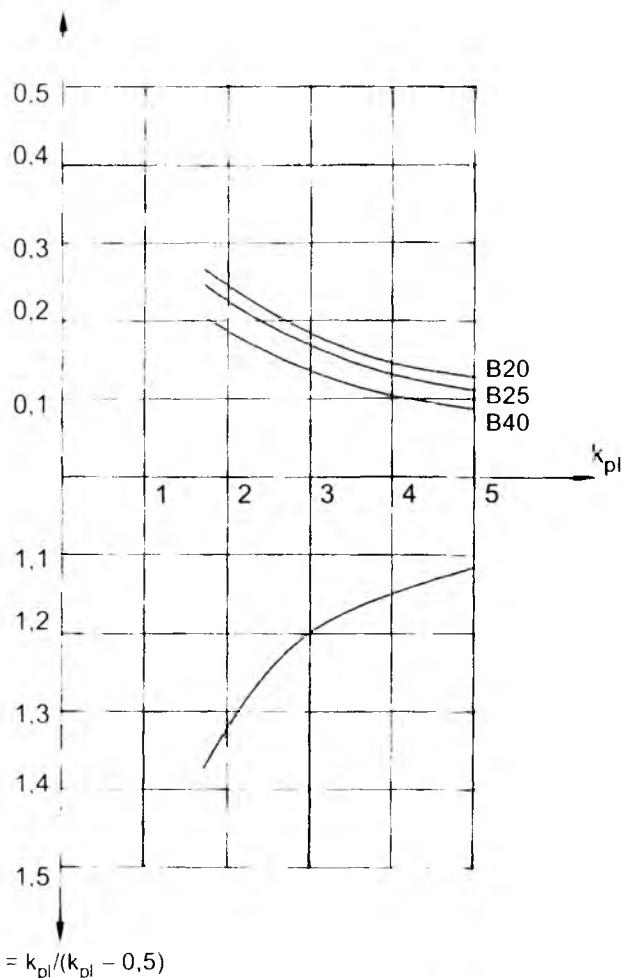


Рис. 2. Зависимость коэффициента динамичности по нагрузке γ от коэффициента пластичности K_{pl} и ξ_d

K_{pl} по формуле (3) не должны превышать предельно допустимые значения $\bar{K}$, которые можно определить по формуле (6)

$$\bar{K}_{pl} \leq \frac{(\bar{\epsilon}_{s2} \times E_s)}{(R_{sd} + 0.002E_s)}, \quad (6)$$

где $\bar{\epsilon}_{s2}$ - предельно допустимое равномерное относительное удлинение, обеспеченное с вероятностью выше 0,975 (М-2S); по данным НИИЖБа, можно принять $\bar{\epsilon}_{s2} = 0.05$.

Для арматуры класса прочности 500 МПа

$$\bar{K}_{pl} = \frac{(0.05 \times 2 \cdot 10^5)}{(500 \times 1.2 + 0.002 \times 2 \cdot 10^5)} = 10000/1000 = 10$$

Расчет сечений железобетонных элементов при прогрессирующем обрушении с учетом максимально допустимой величины коэффициента пластичности (K_{pl}) и, следовательно, минимально возможном коэффициенте динамичности по нагрузке (γ) можно выполнять по формулам

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{ud}}{R_{bd} \cdot b \cdot \xi_{min d} (1 - 0.5 \xi_{min d})}}, \quad (7)$$

$$A_s = \frac{R_{bd} \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi_{min d}}{R_{sd}}, \quad (8)$$

где M_{ud} - момент от эквивалентной статической нагрузки $M_{ud} = \gamma \cdot M_u$, при $K_{pl} \geq 5$, $\gamma \approx 1$; $\xi_{min d}$ - минимальная относительная высота сжатой зоны бетона, соответствующая максимально допустимым пластическим деформациям растянутой арматуры из [3]

$$\xi_{min d} = \frac{0.78 \cdot \epsilon_{bmd} \cdot \omega_d \cdot E_s}{K_{pl} \cdot R_{sd} + E_s \cdot (0.002 \cdot K_{pl} + \epsilon_{bmd} \cdot \omega_d)} \quad (9)$$

Очередность расчёта по приведённой методике на примере здания с загружением по схеме 1 (рис. 1)

1. Выполняется статический расчёт здания по общепринятой методике с сеткой колонн, отличающейся от приведённой в таблице в большую сторону. При этом устанавливаются размеры сечения перекрытий.

№ расчетной схемы нагружения	Расчетные критические (максимальные) размеры сеток колонн, м			
	При статическом расчете в упругой постановке (по 1-й и 2-й группам предельных состояний)	При разрушении колонн первого этажа здания		
		3-этажного	10-этажного	17-этажного
1	9 x 9	7,5x7,5	6,6x6,6	5,5x5,5
2	8,5 x 8,5	6,1x6,1	5,1x5,1	4,2x4,2
3	8,5 x 8,5	6,4x6,4	5,5x5,5	4,5x4,5

2. По формуле (9) или рис. 2 определяется величина $\xi_{min d}$.

3. Предполагается образование пластического шарнира на опоре с возможностью перераспределения части опорного момента в пролёт. Учитывая отсутствие ограничений по второму предельному состоянию (прогибам, трещинообразованию и раскрытию трещин), выравниваются опорный и пролётный моменты.

4. По полученной $\xi_{min d}$ и h_0 (см. п. 1), с использованием формулы (8), определяется армирование в зоне максимальных опорных моментов. Нижняя арматура принимается равной надпорной.

5. Вносятся изменения в жесткостные характеристики материалов расчетной модели, учитывающие армирование, принятое в п. 4.

6. Типы конечных элементов расчетной модели принимаются геометрически и физически нелинейными.

7. Вводятся трехлинейная диаграмма деформирования для бетона и двухлинейная диаграмма для арматуры, согласно СП 52-101-2003 при $\epsilon_{s2} = \epsilon_{s2} = 0,05$.

8. Производится перерасчёт здания итерационным методом со снижением нагрузки на перекрытие до величин постоянной и длительной нагрузки с коэффициентами сочетания и надежности, равными единице, и удалением одной колонны нижнего этажа.

9. Проверяется принятое армирование перекрытий

по СП 52-101-2003 по двум группам предельных состояний с восстановлением удалённой колонны первого этажа и использованием нелинейной модели.

В результате расчёта зданий с увеличенными (относительно данных таблицы) размерами сеток колонн получены оптимальные высота и армирование перекрытия, обеспечивающие его устойчивость при разрушении средней колонны первого этажа. Предлагаемая методика расчёта позволяет обеспечить снижение расхода арматуры до 20 % относительно того, что получается по общепринятой в проектировании методике расчёта с учётом рекомендаций по защите зданий от прогрессирующего обрушения [1].

К главным конструктивным требованиям для защиты здания от прогрессирующего обрушения относится эффективная работа арматуры. Эта эффективность в монолитных зданиях обеспечивается пластичностью работы арматуры в предельном состоянии, большими абсолютными деформациями без разрыва при высокой прочности сцепления ее анкерующих участков. В сборных и сборно-монолитных зданиях особое внимание следует уделять анкеровке закладных деталей и сварным соединениям, которые рекомендуется рассчитывать на усилие, в 1,5 раза большее, чем несущая способность самой связи, выполняемой из пластичной листовой или арматурной стали и объединяющей отдельные несущие элементы здания в цепочку последовательно соединённых элементов — анкер закладной детали, закладная деталь, собственно связь, закладная деталь второго элемента и ее анкер.

Расчётом здания серии ПЗМ МНИИТЭП на устойчивость против прогрессирующего обрушения по кинематическому методу предельного равновесия показано, что хрупкое разрушение (вырыв анкеров закладных деталей из бетона) связей между конструктивными элементами (колоннами, перекрытиями, панелями внутренних и наружных стен), используемыми практически во всех типовых сериях панельных и каркасно-панельных зданий из железобетона для восприятия монтажных нагрузок и активно включающихся в работу при прогрессирующем обрушении, наступает при нагрузке в 1,7 раза меньше нагрузки, при которой разрушаются сварные швы и реализуется пластичность пластин связывающих закладные детали конструктивных элементов [6]. Так как по СП 52-101-2003 расчётная длина анкеров закладных деталей увеличивается примерно на 26%, для обеспечения надёжности анкеровки при проектировании в расчётах следует учесть и этот фактор [7]. Если к сказанному прибавить то, что анкера

закладных деталей зачастую изготавливают из высокоуглеродистой, плохо свариваемой арматурной стали класса А-II (А-300) и А-III (А-400) марки Ст5 и 35ГС, то можно сделать вывод о высокой опасности этих узловых соединений.

Для выполнения указанных эксплуатационных требований более всего подходит для применения разработанная в НИИЖБе арматура класса А500СП с эффективным, так называемым четырехсторонним серповидным арматурным профилем [7]. Арматура этого вида имеет показатели прочности сцепления с бетоном более высокие, чем у других массово выпускаемых металлургической промышленности видов — кольцевого, производимого по ГОСТ 5781, и двухстороннего серповидного (европейского) по СТО АСЧМ 7-93.

Производство арматуры класса А500СП освоено на Западно-Сибирском металлургическом комбинате по ТУ 14-1-5526-2006, ее применение в железобетонных конструкциях регламентируется СТО 36554501-005-2006 [8]. Использование в ответственных зданиях арматуры класса А500СП позволит обеспечить их высокую эксплуатационную надёжность при значительном экономическом эффекте.

Библиографический список

1. **Рекомендации** по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. Москомархитектура. — М.: ГУП НИАЦ, 2005. 71с.
2. **Расторгуев Б.С., Мутко К.Н.** Деформирование конструкций перекрытий каркасных зданий после внезапного разрушения одной колонны//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — № 1. — 2006. — с.12-15.
3. **Тихонов И.Н.** Расчет сечений железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок//Бетон и железобетон. — № 9. — 1991. — С.18-20.
4. **Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Крылов С.М., Белобров И.К., Тихонов И.Н. и др.** Новое о прочности железобетона. — М.: Стройиздат. 1977, 271 с.
5. **Тихонов И.Н.** Арматурный прокат для ответственных зданий и сооружений, в том числе проектируемых с учётом аварийных нагрузок и предотвращения прогрессирующего обрушения. Бетон и железобетон — пути развития. Материалы II Всероссийской конференции по бетону и железобетону. Том 5. — М.: 2005.
6. **Рекомендации** по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. Москомархитектура. — М.: ГУП НИАЦ, 1999. 55 с.
7. **Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н.** О нормировании анкеровки стержневой арматуры//Бетон и железобетон. — 2006. -№3 — с.2-7.
8. **СТО 36554501-005-2006.** Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях.

Государственное унитарное предприятие Научно – исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) имеет в свободной продаже литературу, подготовленную ведущими сотрудниками института:

В.Г. Батраков « Модифицированные бетоны. Теория и практика», 1998., об. 486 стр. Изд. 2-ое, переработанное и дополненное. Обобщены результаты исследований автора в области модифицирования бетонов, рассмотрены теоретические основы модифицирования бетонов и свойства модификаторов, дана их классификация, проанализированы принципы и основные области применения модификаторов.

С.А. Мадатян « Арматура железобетонных конструкций», 2000г., об. 256 стр.

В книге рассмотрены классификация, терминология, способы производства и методы испытания обычной и напрягаемой арматуры. Подробно рассмотрены свойства унифицированной свариваемой арматуры класса А500С.

Свариваемая арматурная сталь класса А500СП с эффективным периодическим профилем

Новая разработка НИИЖБ - филиала ФГУП «НИЦ «Строительство»
(патент на изобретение Российской Федерации № 2252991)

Выпускается Западно-Сибирским металлургическим комбинатом в диаметрах от 10 до 40 мм по ТУ 14-1-5526-2006.

Отвечает требованиям стандартов СТО АСЧМ-7-93 и ГОСТ Р 52544-2006.

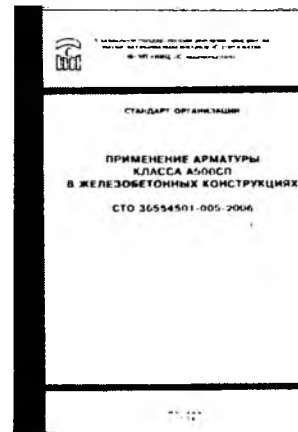
Имеет Сертификат соответствия «Мосстройсертификации».

Оптимальное сочетание прочности, пластичности и рациональной формы периодического профиля - определяющий критерий предпочтительного выбора арматурного проката класса А500СП для применения в наиболее ответственных железобетонных сооружениях.

Конфигурация нового периодического профиля не только делает более надежным сцепление арматуры с бетоном, но и позволяет безошибочно на глаз определить класс арматурных стержней без какой-либо дополнительной маркировки. Это существенно упрощает входной контроль арматуры на стройплощадках и предприятиях стройиндустрии.

Уникальная способность нового профиля сохранять сцепление арматуры с бетоном даже при усилиях в стержнях выше предела текучести делают арматурную сталь класса А500СП наиболее подходящей для конструкций, проектируемых с учетом предотвращения прогрессирующего обрушения. Целесообразно её использование и в железобетонных конструкциях для сейсмостойкого строительства.

Применение арматурной стали класса А500СП регламентировано стандартом организации ФГУП «НИЦ «Строительство» СТО 36554501-005-2006, в котором предусмотрена возможность сокращения длин анкеровки и нахлестки стержней, а также увеличения расчетных сопротивлений по сравнению с требованиями Свода правил СП 52-101-2003 для арматуры класса А500С.



НИИЖБ Выполняет работы по проектированию зданий и сооружений различного назначения с использованием новых методик расчета, эффективных материалов и конструктивных решений.

По просьбе заказчика проводит экспертизу и корректировку проектных решений других организаций с целью повышения их технико-экономических показателей, в том числе с учетом защиты от прогрессирующего обрушения.

По вопросам поставки арматурного проката класса А500СП обращаться в ОАО «Торговый Дом «ЕвразХолдинг» - тел. (495)363-19-63, факс (495) 363-19-67, 123022, Москва, 2-я Звенигородская ул., 13, стр.41. По вопросам оказания консультаций, проектирования и экспертизы обращаться в НИИЖБ – тел/факс (495) 174-75-08, тел. 174-74-75, 174-74-49; E-mail: 23nir@niizhb.ru

Экспериментально-теоретические исследования живучести эксплуатируемых железобетонных рам при внезапных повреждениях

В разработанных за последнее время нормативных рекомендациях по проектированию каркасов многоэтажных зданий, например [1], в дополнение к традиционному расчету по предельным состояниям первой и второй групп предлагается вводить новый элемент расчета на внезапное выключение несущих конструкций, их отдельных узлов или сечений. Причинами отказа могут выступать как воздействия, не предусмотренные условиями нормальной эксплуатации конструкций и соответственно эволюционное накопление повреждений, так и грубые ошибки при проектировании и возведении зданий, включая и возможные воздействия террористического характера.

Расчет конструкций в такой постановке может быть выполнен с применением расчетных схем, учитывающих видоизменение конструктивной системы при выключении связей, т.е. как конструктивно нелинейных систем. Для железобетонных конструкций такой расчет требует по существу учета двойной нелинейности – конструктивной и традиционно учитываемой физической. Основной целью такого расчета является защита конструктивных систем от прогрессирующих обрушений путем создания адаптационных конструктивных систем, предотвращающих лавинообразное обрушение. Есть все основания считать, что в ближайшем будущем эти вопросы станут объектом исследований различного типа конструкций и, надо полагать, найдут отражение в создаваемых нормативных документах нового поколения.

Для экспериментальных исследований конструкций в такой постановке были запроектированы две серии рамных конструктивных систем. Каждая из них включала три сборных стойки и два сборных ригеля, объединенных закладными деталями с замоноличиванием стыков в двухпролетную сборно-монолитную раму (рис. 1).

Для физического моделирования эволюционно поврежденных конструкций сечения ригелей рамы выполнены слоистыми из бетонов разной прочности (В10, В20, В35) с толщиной каждого слоя 40 мм. Целесообразность использования структуры слоистого сечения подтверждается тем, что она практически в точности соответствует теоретическим моделям, предложенным для моделирования эволюционно поврежденной конструкций средовыми воздействиями, например, рассмотренными в работе [2].

Стойки рам изготовлены из бетона класса В35. Замоноличивание швов при их сборке выполнено бетоном такого же класса.

Армирование сборных ригелей принято в виде плоских сварных каркасов Кр-1 с рабочей арматурой диаметром 5 мм класса А400 (для образцов первой серии) и диаметром 4 мм класса В500 (для второй серии).

Поперечная арматура запроектирована из проволоки диаметром 1,5 мм с шагом 60 мм. Стойки армированы плоскими сварными каркасами Кр-2 с рабочей арматурой 8 мм класса А400. На опираниях участков балок установлены закладные детали из листовой стали толщиной 8 мм, приваренные к рабочим стержням.

Для моделирования запроектного воздействия путем внезапного выключения одной из связей соединительные элементы сборной рамы выполнены в виде прокалиброванных закладных деталей, состоящих из двух металлических пластин переменного сечения, соединенных сварным швом.

Параллельно с изготовлением основных образцов были отформованы вспомогательные бетонные кубы и призмы, предназначенные для получения прочностных и деформационных характеристик бетона на момент испытаний.

Испытание рам производилось на специальном стенде, включающем опорные устройства, рычажную систему с нагрузочными и распределительными узлами, платформой и штучными грузами.

До проектной нагрузки рамы нагружались двумя сосредоточенными силами в середине каждого пролета. Запроектная нагрузка в виде внезапного выключения моментной связи в зоне соединения левой стойки и ригеля осуществлялась в результате хрупкого разрыва по сварному шву прокалиброванного соединительного элемента М-1 (см. рис. 1) от растягивающего усилия, действующего в этом элементе, при приложении к раме определенной расчетом проектной нагрузки.

В процессе испытаний измерялись продольные деформации соединительных элементов сжатого и растянутого бетона, перемещения элементов рамы, на-

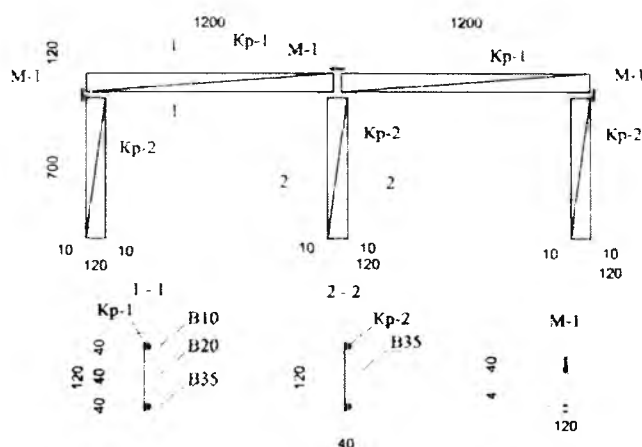


Рис. 1. Схема армирования опытных образцов рамы

грузки трещинообразования и ширина раскрытия трещин при проектной и запроектной нагрузках; определялся характер разрушения конструкции от воздействия внезапно приложенной запроектной нагрузки. Всплеск перемещений в пролетах рамы при этом воздействии фиксировался также записью показаний прогибомеров на цифровую видеокамеру.

В основу расчета рассматриваемой конструктивной системы с внезапно выключающимися связями положена теория деформирования железобетонных конструкций при запроектных воздействиях, изложенная в монографии [3]. В рассматриваемой работе, как и в [5], под живучестью понимается свойство конструкции кратковременно выполнять заданные функции в полном или ограниченном объеме при отказе одного или нескольких элементов несущей конструктивной подсистемы или системы в целом.

Основу разработанного алгоритма составляет квазистатический метод определения динамических усилий в элементах рамы при внезапных догрузениях [4] и неординарный смешанный метод их расчета [5]. Анализ живучести сводится к выявлению критического значения параметрической нагрузки, при котором образуется одна из возможных схем разрушения конструкции.

Расчетные зависимости построены для статически неопределимой рамной системы (рис. 2, а), загруженной постоянной равномерно распределенной нагрузкой q (известно, что при действии этой нагрузки связи не выключаются) и переменными нагрузками P , величины которых выражены через один общий параметр λ , причем изменение этих нагрузок происходит пропорционально этому параметру.

Основная система выбирается в виде шарнирного полигона с удаленными в местах возможного выключения связями и заменой их влияния неизвестными изгибающими моментами M_j ($j = 1, 2, \dots, k$) (рис. 2, б). Если при удалении связей образуется геометрически изменяемая система, то накладываются дополнительные линейные связи Z_m ($m = k+1, \dots, n$). Пусть при значении параметра нагрузки $\lambda = \lambda_m$ в основной системе выключится l -я связь.

Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения. На рис. 2, а эти сечения обозначены соответственно $c_1, c_2, c_3, \dots, c_l$. Найти значение параметра λ_m можно, используя канонические уравнения смешанного метода в рассматриваемом варианте:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^k \delta_{ij} \cdot M_j + \sum_{m=k+1}^n \delta_{im}^l \cdot Z_m + \Delta_{iq} + \delta_{ip} \cdot \lambda = 0, (i = 1, 2, \dots, k) \\ \sum_{j=1}^k r_{ij}^l \cdot M_j + \sum_{m=k+1}^n r_{im} \cdot Z_m + R_{iq} + r_{ip} \cdot \lambda = 0, (i = k+1, \dots, n) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где $\delta_{ij}, \delta_{im}^l, r_{im}, r_{ij}^l$ - коэффициенты при неизвестных (единичные перемещения и реакции) в канонических уравнениях смешанного метода, для данной системы $r_{im}=0$; Δ_{iq} и R_{iq} - грузовые коэффициенты (соответственно перемещения и реакции) от постоянной нагрузки q ; δ_{ip} - перемещения по направлению i -ой удален-

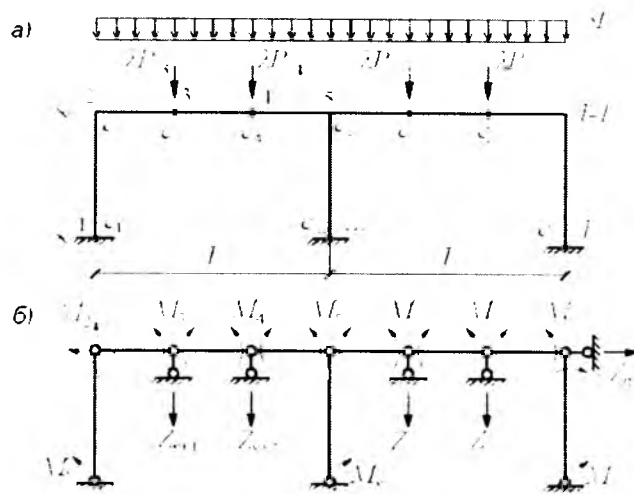


Рис. 2. Расчетная схема (а) и основная система (б) неординарного смешанного метода

ной связи от внешней параметрической нагрузки P при $\lambda = 1$. В данной расчетной схеме $\delta_{ip}=0$; r_{ip} - реакция в i -ой наложенной связи основной системы от внешней параметрической нагрузки P при $\lambda = 1$.

В матричной форме записи уравнения (1) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} A \cdot \bar{M} + B \cdot \bar{Z} + \bar{\Delta}_q + \bar{\delta}_p \cdot \lambda = 0 \\ C \cdot \bar{M} + D \cdot \bar{Z} + \bar{R}_q + \bar{r}_p \cdot \lambda = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где $A, B, \bar{\Delta}_q, \bar{\delta}_p, C, D, \bar{R}_q, \bar{r}_p$ - матрицы коэффициентов неизвестных смешанного метода.

Запишем систему (2) для данной расчетной схемы в виде матричного уравнения:

$$\begin{bmatrix} A & B \\ C & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{M} \\ \bar{Z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{\Delta}_q \\ \bar{R}_q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \bar{r}_p \end{bmatrix} \cdot \lambda = 0 \quad (3)$$

Решая эти уравнения, получим:

$$\begin{bmatrix} \bar{M} \\ \bar{Z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{M}_q \\ \bar{Z}_q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} m_p \\ z_p \end{bmatrix} \cdot \lambda \quad (4)$$

Для принятой двучленной формы записи грузовых коэффициентов значения усилий в выключающихся связях от суммарного воздействия заданной и параметрической нагрузок определяются по формуле:

$$M_j = M_{jq} + m_{jp} \cdot \lambda (j = 1, 2, \dots, k), \quad (5)$$

где M_{jq} и m_{jp} - соответственно j -е элементы матриц столбцов $\bar{M}_q$ и m_p .

Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения. Тогда для всех усилий в выключающихся связях должна удовлетворяться система неравенств:

$$|M_j| \equiv |M_{jq} + m_{jp} \cdot \lambda| \leq M_{j,np}^0 (j = 1, 2, \dots, k), \quad (6)$$

**Остаточная ширина раскрытия трещин в первой конструктивной системе
после запроектного воздействия**

Запроектная нагрузка, М. кНм	Номер загрузки	Ширина раскрытия трещин первого типа (в пролете) $a_{\text{срс}}$, мм для				Ширина раскрытия трещин второго типа (на опорах) $a_{\text{срс}}$, мм			
		1-го пролета		2-го пролета		в ригеле слева		в ригеле справа	
		расчет	экс-т	расчет	экс-т	расчет	экс-т	расчет	экс-т
0.3	1	0.074	0.05	—	—	—	—	—	—
1.06	2	0.36	0.3	0.3	0.25	0.32	0.3	0.4	0.3

кой нагрузке $P = 0,8 P_{\text{срс}}$. В результате запроектного воздействия в среднем сечении первого пролета рамы образовались трещины. Момент в пролетном сечении M^0 (вычисленный по деформациям, измеренным с помощью осциллографа), возникший в результате внезапного запроектного воздействия, был в 1,45 раз больше момента трещинообразования в том же сечении. Это явилось одним из подтверждений наличия динамичности эффекта в оставшихся не разрушенными элементами рамы при внезапном выключении моментной связи.

При втором нагружении опытных конструкций запроектной нагрузкой с более высоким уровнем эксплуатационной нагрузки установлено, что когда в конструкциях имеют место неупругие деформации и трещины, т.е. более высокий уровень напряженного состояния, коэффициент динамичности θ заметно снижается. Так, если при первом нагружении запроектной нагрузкой (до появления трещин) опытное значение этого коэффициента составило 1,73, то при втором нагружении — 1,51.

Измерениями ширины раскрытия трещин в ригелях до (рис. 4) и после (см. таблицу) запроектного воздей-

ствия установлено как увеличение этих параметров в отдельных сечениях, так и интегральный результат накопления повреждений в опытной конструкции при запроектном воздействии.

Полученные опытные данные о приращениях ширины раскрытия трещин в опытных рамах также подтвердили наличие динамического эффекта в конструкции при разрушении отдельных ее сечений от внезапного динамического догружения. В то же время количественные относительные значения приращений ширины раскрытия трещин от запроектного воздействия оказались значительно меньшими, чем относительные приращения прогибов. Причиной этого явилось, по-видимому, с одной стороны, запаздывание во времени процесса образования и раскрытия трещин при мгновенном действии запроектной нагрузки, с другой, — частичное закрытие трещин при затухании динамического эффекта от запроектной нагрузки (в последней строке таблицы приведены остаточные значения ширины раскрытия трещин).

Анализ опытных картин разрушения рам показал следующее (рис. 5). В первой конструктивной системе произошло мгновенное хрупкое разрушение первого пролета (рис. 5, а), что полностью согласуется с теоретической схемой разрушения по бетону. Во второй конструктивной системе произошло хрупкое (по бетону) разрушение ригелей первого и второго пролетов (рис. 5, б), что также согласуется с расчетными данными по представленному алгоритму.

Библиографический список

1. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. М., 2002.
2. Бондаренко В.М. Остаточный ресурс силового сопротивления поврежденного железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин // Вестник РААСН, вып. 9, 2005. — С.119-126.
3. Гениев Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: Научное издание / Г.А. Гениев, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. — М.: АСВ, 2004. — 216с.
4. Ключева Н.В. Алгоритм расчета рамно-стержневых конструкций с внезапно выключающимися связями / Н.В. Ключева, О.А. Ветрова, Н.Б. Андросова // Известия ОрелГТУ. Серия "Строительство. Транспорт". — Орел: ОрелГТУ, 2005. — № 2. — С. 50-62.
5. Ключева Н.В. К анализу живучести внезапно поврежденных рамных систем / Н.В. Ключева, В.С. Федоров // Строительная механика и расчет сооружений. — М.: Градация П, 2006. — № 3. — С. 7-13.
6. Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография. / В.М. Бондаренко, В.И. Копчунов. — М.: АСВ, 2004. — 472 с.

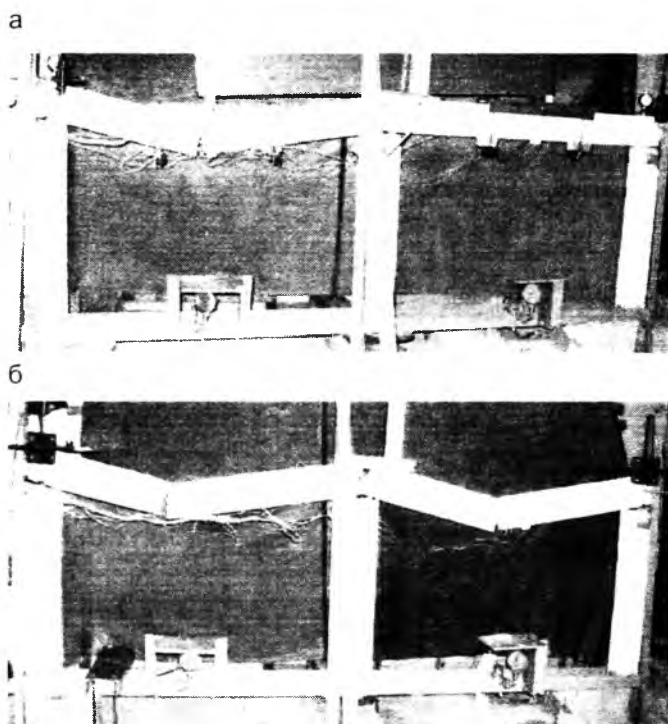


Рис. 5. Схемы разрушения первой (а) и второй (б) опытных конструкций рам

А.Н.ВОЛОДЧЕНКО, канд. техн. наук, Р.В.ЖУКОВ, Ю.В.ФОМЕНКО, С.И.АЛФИМОВ, инженеры
(Белгородский государственный технологический ун-т им. В.Г. Шухова)

Силикатный бетон на нетрадиционном сырье

В настоящее время производство строительных материалов базируется в основном на высококачественном сырье специально разрабатываемых для этих целей месторождений. Привязывая себя к определенному типу сырья, предприятия лишают себя возможности развиваться в конкурентной среде.

В течение ряда лет в Белгородском государственном технологическом университете им. В.Г. Шухова проводятся исследования по использованию отходов горнодобывающей промышленности в производстве строительных материалов, в частности для производства силикатных изделий [1, 2].

Однако исследования проводились преимущественно на породах месторождения Курской магнитной аномалии и не охватывали нетрадиционное сырье – глинистые породы незавершенной стадии глинообразования других регионов России. В то же время в Новгородской области при производстве силикатных материалов на ООО «Завод силикатного кирпича» (г. Боровичи) в качестве кремнеземистого компонента используется песок месторождений «Сивельба», «Ситоки» и «Фофанковское». При этом содержание глинистых примесей в песке этих месторождений достигает порядка 20%. Предварительным этапом производства продукции на данном предприятии является отсев глинистого компонента песка в отвал. Возможность использования его для получения силикатных бетонов автоклавного твердения составила цель настоящего исследования.

В работе применяли глинистый компонент отсева песка месторождения «Сивельба» (далее отсев песка). Визуально последний представляет собой рыхлую породу коричневого цвета; по гранулометрическому составу (табл. 1) это псаммо-алевритовая порода и классифицируется как мелкозернистая, пылеватая. Пластичностью порода практически не обладает, поэтому ее можно отнести к пескам.

Фракция до 0,005 мм представлена в основном кварцем. По рен-

тенограмме и термограмме, представленным на рис 1, можно определить, что фракция менее 0,005 мм представлена кварцем, гидро-слюдами и каолинитом.

Известно, что коэффициент белизны силикатных автоклавных

прочность сырья, среднюю плотность, водопоглощение, предел прочности при сжатии, коэффициент размягчения. Активность сырьевой смеси составляла 4, 6 и 8%. Материалы изготовляли методом полусухого прессования при давлении

Таблица 1

Гранулометрический состав породы

Порода	Содержание фракций в %, размер сит, мм									
	Более 0,63	0,63–0,315	0,315–0,2	0,2–0,125	0,125–0,1	0,1–0,05	0,05–0,04	0,04–0,01	0,01–0,005	Менее 0,005
Отсев песка	0,18	3,5	6,12	14,52	8,69	24,69	1,72	30,91	2,68	6,99

материалов достигает 55–60% от эталона белизны сульфата бария. Введение же исследуемой породы в состав смеси позволяет придавать силикатным изделиям светло-коричневый окрас.

Исследуемую породу вводили в сырьевую смесь в виде вяжущего, которое получали совместным помолотом отсева песка и извести. Экспериментально определяли влияние содержания отсева песка на

нии 20 МПа и запаривали в автоклаве при давлении 1 МПа по режиму: подъем давления – 1,5 ч, изотермическая выдержка – 6 ч и снижение давления – 1,5 ч.

Исследование влияния изучаемой породы на прочность сырья показало, что при содержании ее 20–50% повышение прочности составляет 1,83–2,51 раза по сравнению с образцами на основе традиционного сырья (табл. 2).

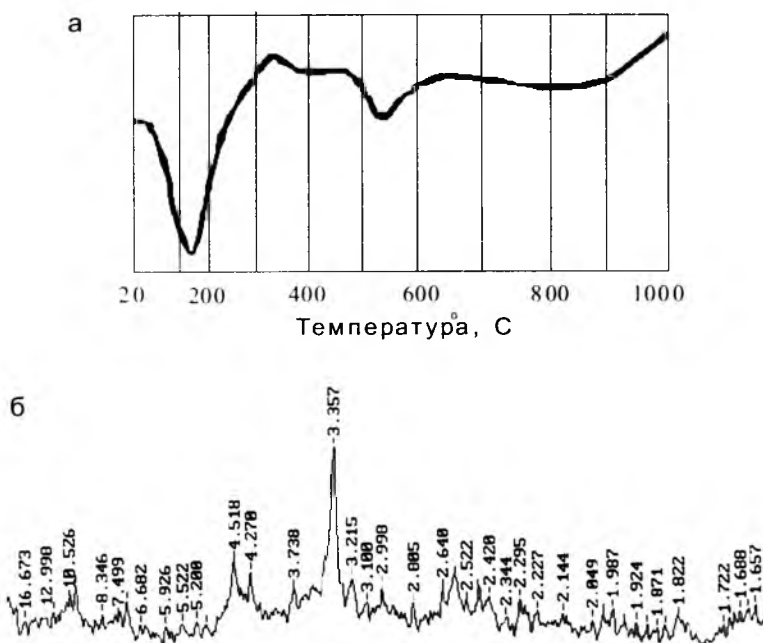


Рис. 1. Термограмма (а) и рентгенограмма (б) отсева песка месторождения «Сивельба» фракции менее 0,005 мм

Таблица 2

Прочность сырца на основе породы

Порода	Предел прочности при сжатии (МПа) при содержании породы, %						
	0	5	10	20	30	40	50
Отсев песка	0,43	0,47	0,5	0,79	0,93	0,96	1,08

Увеличение прочности сырца позволит снизить брак в процессе формования и получать высокопустотные изделия различной конфигурации.

По данным табл. 3, для автоклавированных образцов при содержании отсева песка до 40 мас.% при активности сырьевой смеси 4% предел прочности при сжатии образцов возрастает в 1,8 раза и достигает 19,04 МПа (рис. 2, кривая 1); с дальнейшим увеличением содержания отсева песка прочность падает. Для смесей с активностью 6 и 8% увеличение содержания отсева песка до 10 мас.% приводит к снижению прочности образцов в 1,04 и 1,35 раза соответственно, дальнейшее увеличение содержания отсева песка до 40 мас.% повышает предел прочности при сжатии образцов и далее снижает. Предел прочности при сжатии образцов с 40 мас.%-ным содержанием отсева песка и активностью сырьевой смеси 6% составляет 23,15 МПа, что выше контрольных образцов в 1,48 раза (см. рис. 2, кривая 2). Предел прочности при сжатии образцов с 40 мас.%-ным содержанием отсева песка и активностью сырьевой смеси 8% составляет 29,14 МПа,

что ненамного выше контрольных образцов (см. рис. 2, кривая 3).

Средняя плотность образцов с содержанием отсева песка находится в пределах 1770–1860 кг/м³. Водопоглощение составляет 13,1–16,9%. Значения коэффициента размягчения (0,71–0,81) свидетельствуют о том, что полученный материал является водостойким. Морозостойкость образцов с содержанием пород 30–50 мас.% в зависимости от активности сырьевой смеси составляет 35–50 циклов.

Из рис. 2 видно, что силикатный бетон с 10 мас.%-ным содержанием отсева песка и активностью 6–8% имеют прочность ниже контрольных образцов. Термографическим и рентгенографическим методами анализа (рис. 3) установлено, что в образцах с 10 мас.% отсева песка (6–8% CaO) остается непрореагировавший гидроксид кальция. Это связано с недостаточным количеством глинистой породы, необходимой для взаимодействия с находящейся в сырьевой смеси известью.

Преимущественная реакция извести с глинистыми минералами приводит к тому, что при недостаточном для стехиометрического взаимодействия количестве глини-

стых минералов известь связывается не полностью и, соответственно, уменьшается количество цементирующих соединений. Это приводит к падению прочности изделий с содержанием глинистого компонента порядка 10% (см. рис. 2, кривые 2, 3).

В образцах с 10 мас.%-ным и оптимальным (40 мас.%) содержанием отсева песка эндотермический эффект при 110–120 °С и экзотермический эффект при 860–875 °С на термограмме (см. рис. 3, а) соответствуют низкоосновным гидросиликатам кальция CSH(B). На рентгенограмме идентифицировать эти гидросиликаты сложно, так как самый сильный эффект при 3,03 Å (рис. 3, б) совпадает с эффектом карбоната кальция, о присутствии которого свидетельствует эндотермический эффект при 730–740 °С на кривой ДТА.

Наряду с низкоосновными гидросиликатами кальция, вероятно, образуются и двухосновные гидросиликаты типа C₂SH₂ (эффекты 3,24; 2,29; 1,88 Å на рентгенограмме).

Отсев песка содержит в своем составе глинистые минералы способные в гидротермальных условиях взаимодействовать с известью с образованием гидрогранатов состава C₃AS_xH_{6–2x}. На рентгенограммах автоклавированных образцов с содержанием отсева песка фиксируется отражение 2,73 Å, которое, наиболее вероятно, можно отнести к наличию в образцах гидрогранатов состава C₃AS_{1,32}H_{3,36} (рис. 3, б).

Таблица 3

Физико-механические характеристики силикатных образцов

Физико-механические характеристики	Содержание отсева песка, % от массы сухой смеси							
	0	10	20	30	40	50	60	70
Содержание активной CaO 4%								
Предел прочности при сжатии, МПа	11	12,86	17,88	18,54	19,04	18,54	17,88	17,38
Средняя плотность, кг/м ³	1782	1769	1784	1794	1827	1784	1794	1789
Водопоглощение, %	13,31	15,78	16,92	15,99	14,77	16,48	15,96	15,11
Коэффициент размягчения	0,96	0,777	0,716	0,809	0,725	0,789	0,793	0,771
Содержание активной CaO 6%								
Предел прочности при сжатии, МПа	15,4	14,89	18,86	21,5	23,15	22,16	21,17	18,52
Средняя плотность, кг/м ³	1783	1814	1825	1861	1846	1855	1845	1803
Водопоглощение, %	14,44	13,54	13,59	13,22	13,1	13,29	14,26	15,47
Коэффициент размягчения	0,86	0,74	0,725	0,716	0,791	0,755	0,74	0,796
Содержание активной CaO 8%								
Предел прочности при сжатии, МПа	29,1	21,52	26,82	26,82	29,14	25,83	25,5	24,17
Средняя плотность, кг/м ³	1825	1815	1843	1824	1841	1829	1802	1784
Водопоглощение, %	14,16	14,45	13,66	14,02	14,07	14,17	14,87	15,27
Коэффициент размягчения	0,83	0,738	0,759	0,759	0,783	0,755	0,745	0,786

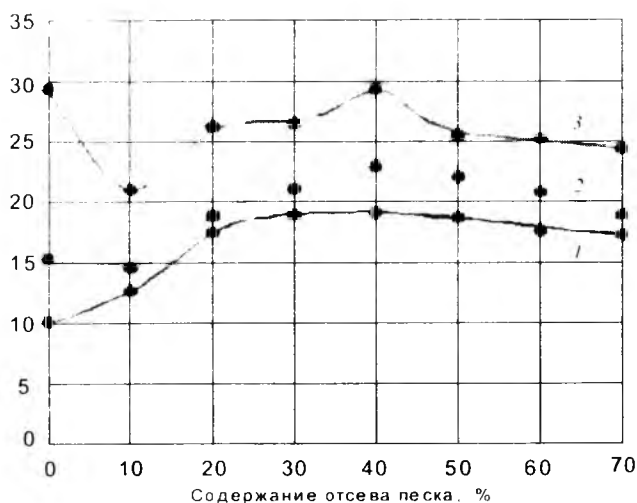


Рис. 2. Предел прочности при сжатии силикатных образцов в зависимости от содержания отсева песка (содержание активной CaO: 1 – 4%; 2 – 6%; 3 – 8%)

Рост прочности образцов происходит в результате образования более прочной микроструктуры цементирующего вещества за счет увеличения плотности упаковки материала, а также появления гидрогранатов, которые являются микронаполнителем в субмикросталлической гелевидной фазе из низкоосновных гидросиликатов кальция. Рост средней плотности и связанное с этим формирование более плотной упаковки приводит к снижению водопоглощения. Это подтверждается тем, что образцам с максимальной средней плотностью соответствует минимальное водопоглощение.

Проанализировав приведенные графики, можно сделать вывод, что с увеличением содержания отсева песка месторождения «Сивельба» в смеси происходит возрастание прочности при сжатии, достигающее максимума при 40 мас.%. Прочность таких силикатных изделий выше прочности известково-песчаных при активности сырьевой смеси до 8%, а выше 8% находится примерно на одном уровне. При данной активности смеси наблюдается наибольшая средняя плотность.

Таким образом, отсев песка месторождения «Сивельба» Новгородской области можно использовать в качестве сырья для получения окрашенных высокопустотных силикатных бетонов автоклавного твердения, превосходящих известково-песчаные по своим физико-механическим показателям.

Замена традиционных дефицитных материалов более дешевой, доступной и эффективной породой позволит не только снизить содержание отходов в отвалах и создать более благоприятные экологические условия для жизнедеятельности человека, но и повысить эффективность их использования в качестве одного из источников сырья для силикатных автоклавных материалов.

Библиографический список

1. Терещенко А.П., Лесовик В.С., Воронцов В.М., Володченко А.Н. Вскрышные породы КМА - сырье для автоклавных силикатных материалов // Инф. ВНИИЭСМ. Сер. 2, Промышленность строительных материалов. - М., 1985. - Вып. 7. - С. 10-14.
2. Володченко А.Н., Воронцов В.М., Голиков Г.Г. Влияние парагенезиса кварцевых минералов на свойства автоклавных силикатных материалов // Известия вузов. Строительство. - 2000. - № 10. - С. 57-60.

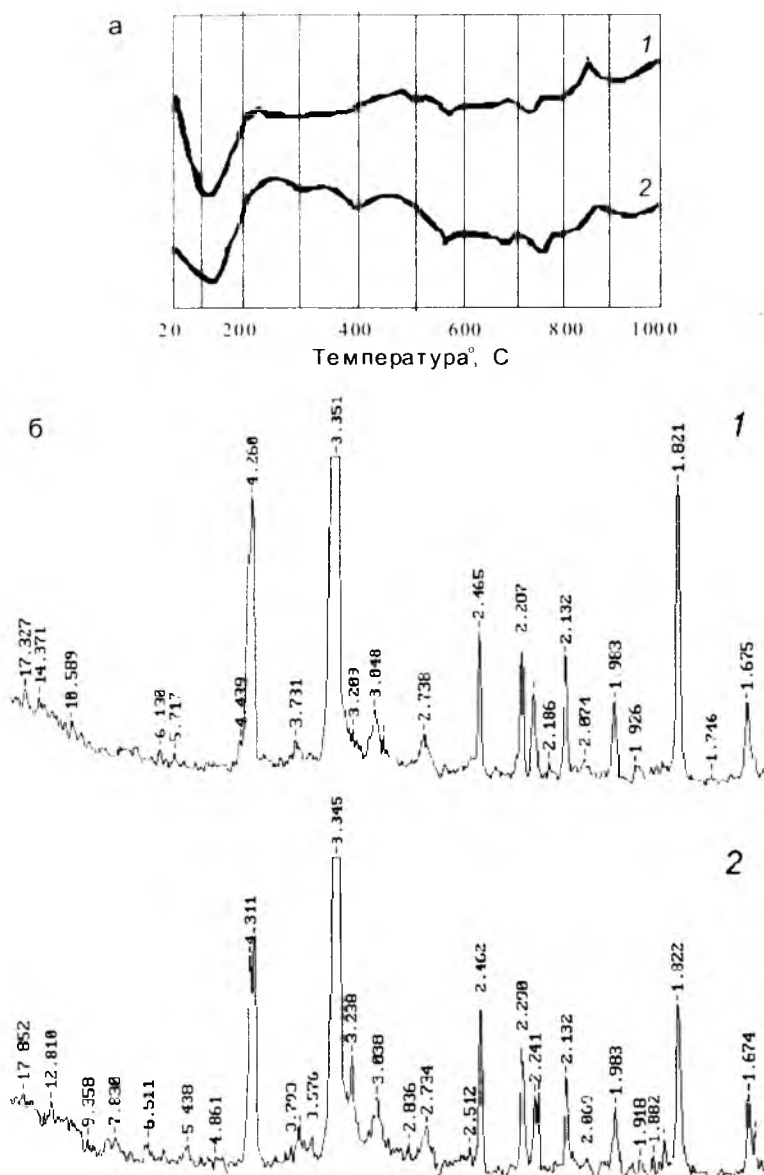


Рис. 3. Термограмма (а) и рентгенограмма (б) силикатных бетонов (содержание отсева песка, мас. %: 1 – 10; 2 – 40)

Выносливость железобетонных элементов, пропитанных нефтепродуктами

Многие бетонные и железобетонные конструкции в процессе эксплуатации довольно часто подвергаются силовым циклическим воздействиям. К их числу относятся, например, железобетонные шпалы, подкрановые балки, станины различных прессов и прокатных станов, некоторые участки железобетонных перекрытий в промзданиях, на которых установлено вызывающее циклические силовые воздействия оборудование. К тому же для смазки последнего, как известно, применяются различные минеральные масла, охлаждающие масляные эмульсии и керосин, которые, попадая на железобетонные конструкции, пропитывают их. Вследствие этого снижается их несущая способность и в том числе выносливость. Однако выносливость пропитанного нефтепродуктами железобетона при силовых циклических воздействиях изучена еще недостаточно полно, поскольку некоторые исследователи [1] утверждают, что воздействие минерального масла И-20 на бетон, подверженный указанным выше воздействиям, примерно такое же, как и воды.

Для выявления истинных последствий от таких воздействий нами были проведены эксперименты. Для этого из бетона состава 1:2,4:3,7 изготавливались железобетонные призмы размером 7х7х28 см и железобетонные балки размером 6х12х120 см, которые после месячного твердения в нормально-влажностных условиях разделялись на 3 партии. Одна из них хранилась в лабораторных условиях, а две другие после трёхмесячного высушивания в воздушных условиях пропитывались соответственно минеральным маслом И-30 и топочным мазутом до полного насыщения. После этого их вынимали из ванн, протирали ветошью и вме-

сте с контрольными образцами хранили в воздушно-сухих условиях до испытания.

Железобетонные призмы армировали пространственным каркасом, состоящим из четырех продольных стержней диаметром 5 мм из арматуры класса А-I и хомутов из проволоки диаметром 3 мм того же класса. Помимо этого, в торцах образцов устанавливали по одной сетке с размером ячеек 10х10 мм, изготовленных из проволоки диаметром 3 мм.

Армирование балок также проводилось пространственным каркасом, содержащим два рабочих стержня из арматуры периодического профиля диаметром 8 мм, два конструктивных стержня из гладкой арматуры диаметром 4 мм и хомутов из проволоки диаметром 3 мм.

Испытания рабочих стержней арматуры показали, что пределы прочности их при растяжении, текучести и упругости составляли соответственно 746, 478 и 434 МПа, относительное удлинение 13,8%, а модуль упругости $21 \cdot 10^4$ МПа.

Призменная прочность контрольных и пропитанных нефтепродуктами в течение 5 мес образцов была одинаковой и равнялась 38,4 МПа.

Усталостные испытания призм проводили в ЦНИИСКе им. В.А. Кучеренко на трехсекционной гидропульсационной установке [2].

Перед началом испытаний каждый образец центрировали по геометрической оси и только после этого проводили его нагружение осевым сжатием до максимального уровня напряжений. После этого нагрузка сбрасывалась, включался гидропульсатор, и при помощи стабилизатора образцы подвергались циклическим силовым воздействиям до разрушения.

Испытания проводили на час-

татах 300 цик/мин, поскольку при такой частоте силовых воздействий погрешность в определении действующей на образец силы составляет 5-7%, тогда как при частоте нагружения 500 цик/мин и выше она, по результатам динамической градуировки указанной выше установки, выполненной сотрудниками отдела "Исследование и внедрение новых видов конструкций" ЦНИИСКА, составляет более 20%. Согласно же нормативным требованиям испытания можно проводить, если указанная погрешность не превышает 15% [3].

Коэффициент асимметрии в исследованиях был принят 0,3, так как, по ряду публикаций [4, 5], полученные при таких его значениях данные более объективно отражают условия эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций при циклических воздействиях.

Характеристикой прочности бетона при циклических силовых воздействиях является выносливость (R_y), под которой понимают максимальное напряжение в цикле, которое вызывает разрушение бетона при определенных количестве циклов, характеристике цикла и частоте нагружения. Отношение предела выносливости бетона к пределу прочности является относительным пределом выносливости, т.е. $K_y = R_y : R_{ct}$.

Из результатов испытаний призм (табл.1, рис.1) следует, что на выносливость железобетона при циклических силовых воздействиях значительное влияние оказывает уровень напряжения в цикле. Причем чем он выше, тем быстрее происходит разрушение образцов. Однако разрушение армированных и неармированных призм, изготовленных из бетона одного и того же состава (одного замеса), хранившихся в одних и тех же условиях и

Влияние пропитки железобетонных призм маслом И-30 и топочным мазутом на выносливость

Разрушающая нагрузка, кН	Максимальная нагрузка в цикле, кН	Относительный предел выносливости, K_y	Минимальная нагрузка в цикле, кН	Количество циклов (N), выдержанных до разрушения образцами			$\frac{N_K}{N_M}$	$\frac{N_K}{N_M}$
				контрольными	пропитанными			
					маслом И-30	мазутом		
223	200.5	0.9	60	320	140	290	2,3	1.1
223	178,5	0.8	53,5	2340	300	370	2,2	1.8
223	156	0.7	47	7100	800	500	2,9	4.7
223	134	0.6	40	44700	1350	800	5,3	11,5
223	111,5	0.5	33,5	120000	4900	1830	9,1	24,4
223	89	0,4	26,5	322000	6150	2400	19,5	50
223	78	0,35	23,4	1010000	11900	5100	27	63.1
223	67	0,3	20	13000000	33500	14850	31,1	68
223	56	0,25	17		361000	121000		
223	44,5	0.2	13,5		2800000	1830000		
223	33,5	0,15	10		13000000	13000000		

Примечание: Набранные полужирным шрифтом цифры (13000000) означают, что после такого количества циклов нагружений испытания образцов, не доводя их до разрушения, прекращены; коэффициент асимметрии цикла (ρ) принят равным 0,3.

испытанных примерно в одном и том же возрасте, происходит после разного количества циклов нагружения. Если неармированные контрольные призмы при относительном пределе выносливости, равном 0,6, выдерживают свыше 220 тыс. циклов, то армированные – около 7 тыс. циклов, или примерно в 30 раз меньше. Небезынтересно, что аналогичная закономерность характерна и для пропитанных нефтепродуктами бетонных и железобетонных образцов. Однако разница между ними лишь в том, что, по сравнению с контрольными (не пропитанными нефтепродуктами) образцами, они до разрушения выдерживают значительно меньшее количество циклов силовых воздействий. Причем у пропитанных нефтепродуктами армированных образцов разрушение наступает значительно раньше, чем у аналогичных бетонных. Так, при указанном выше уровне напряжений пропитанные минеральным маслом бетонные образцы выдержали до разрушения 8100 циклов, а пропитанные этим же маслом железобетонные образцы даже при относительном пределе выносливости, равном 0,4, выдержали лишь 6150 циклов (см. табл. 1), или на 25% меньше. Следовательно, относительный предел выносливо-

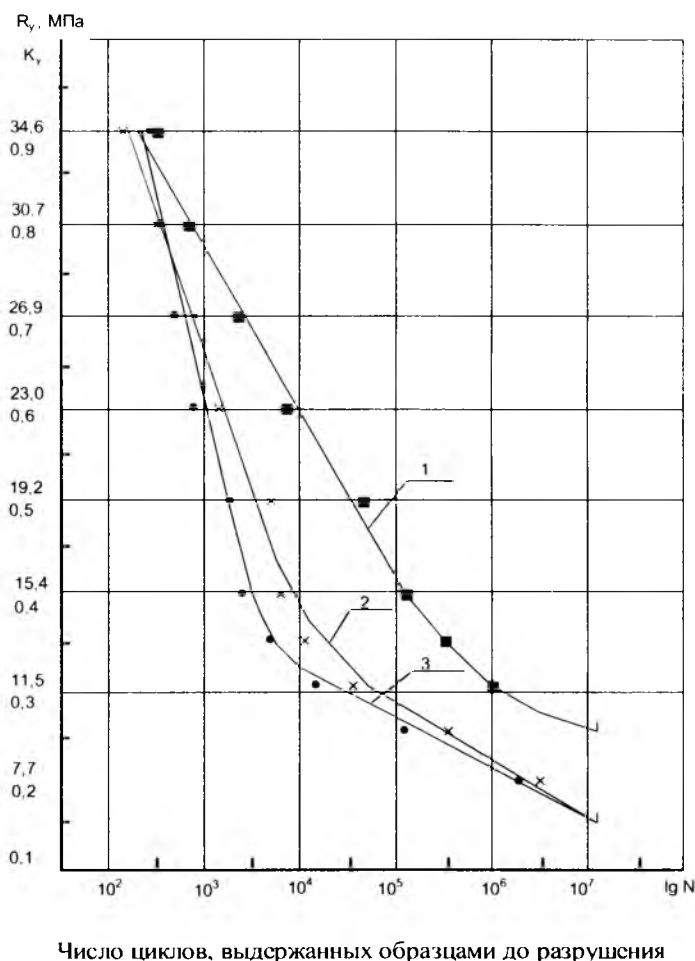


Рис. 1 Влияние нефтепродуктов на выносливость железобетона при циклических сжимающих нагрузках

1- контрольные образцы; 2 - образцы, пропитанные маслом И-30; 3 - то же, топочным мазутом

Влияние пропитки железобетонных балок
минеральным маслом на усталость

№ п/п	Разрушающая нагрузка, кН	Максимальная нагрузка в цикле, кН	Относительный предел выносливости, K_y	Минимальная нагрузка в цикле, кН	Кол-во циклов (N), выдержанных до разрушения образцами		$\frac{N_K}{N_M}$
					конт-рольными	пропит. маслом И-30	
1	32	27,2	0,85	5,4	$2,1 \cdot 10^4$	$1,5 \cdot 10^4$	1,4
2	32	25,6	0,80	5	$6 \cdot 10^4$	$2,4 \cdot 10^4$	2,5
3	32	22,4	0,70	4,5	$1,65 \cdot 10^5$	$4,0 \cdot 10^4$	4,1
4	32	19,2	0,60	3,8	$3,8 \cdot 10^5$	$6,7 \cdot 10^4$	5,7
5	32	16	0,50	3,2	$1,3 \cdot 10^6$	$1,7 \cdot 10^5$	7,6
6	32	12,8	0,40	2,6	$5 \cdot 10^6$	$4,2 \cdot 10^5$	—
7	32	11,2	0,35	2,2	—	$1,8 \cdot 10^6$	—
8	32	9,6	0,30	1,9	—	$5,0 \cdot 10^6$	—

сти у пропитанного минеральным маслом бетона выше, чем у пропитанного им железобетона.

Что касается выносливости пропитанного топочным мазутом железобетона, то, как видно из табл. 1, при пропитке им армированных призм относительный предел выносливости значительно ниже, чем у аналогичных образцов, пропитанных минеральным маслом. Например, если при уровне напряжений 0,6 пропитанные минеральным маслом армированные образцы выдерживали до разрушения 1350 циклов, то пропитанные топочным мазутом только 800 циклов, или на 40% меньше. Причем с уменьшением величины относительно предела выносливости указанная разность увеличивается.

Таким образом, исходя из вышеизложенного, можно утверждать, что пропитка бетона топочным мазутом оказывает на выносливость примерно такое же воздействие, как и осветительный керосин. Видимо, причиной отмеченного выше является их более высокая смачивающая и проникающая способность в материал, чем минерального масла.

Что касается разной величины выносливости пропитанных маслом бетона и железобетона, то это, видимо, объясняется тем, что модуль упругости первого в 5,3 раза ниже модуля упругости арматуры. Вследствие этого при переходе напряжений в циклах от максимального значения к минимальному продольные стержни арматурного каркаса призмы более стремительно стремятся возвратиться в исходное положение. Видимо, в результате этого в контактной зоне бетона с металлом и возникают микродефекты, которые по мере увеличения циклических воздействий переходят в макродефекты и приводят к разрушению бетона в местах расположения арматурных стержней. На последнее указывает и тот факт, что во время проведения таких испытаний разрушение образцов всегда начиналось с возникновения и развития продольных трещин в местах расположения в них арматурных стержней.

Ниже приведены результаты усталостных испытаний изгибае-

мых железобетонных элементов. Испытания проводили в ЦНИИСКе на двухместной установке, принцип действия которой аналогичен трехсекционной гидропульсационной установке.

Перед проведением усталостных испытаний железобетонных балок определяли разрушающую статическую нагрузку. Для этого было испытано по 4 контрольных и пропитанных минеральным маслом балок. Результаты показали, что усредненные разрушающие нагрузки пропитанных маслом и контрольных балок практически одинаковы.

Испытания проводились при частоте 100 цик/мин. Вызвано это было тем, что начиная с частот 120-130 цик/мин испытательная установка иногда выходила из заданного режима работы и увеличивала уровень нагружения испытуемых образцов. Однако при такой низкой частоте загрузки длительность проведения эксперимента очень сильно возрастала. Поэтому для сокращения продолжительности испытания коэффициент асимметрии цикла был принят равным 0,2.

Результаты усталостных испытаний железобетонных балок на изгиб (табл. 2) показывают, что с понижением относительного предела выносливости количество выдержанных образцами до разрушения циклов увеличивается. Если при $K_y=0,85$ контрольные и пропитанные минеральным маслом балки выдержали до разрушения соответственно 21 тыс. и 15 тыс. цик-

лических воздействий, то при $K_y=0,4$ контрольные образцы даже после 5 млн. циклических воздействий не разрушились. Из-за длительности эксперимента испытания их прекращали, так же как и пропитанных минеральным маслом, но только при относительном пределе выносливости, равном 0,3 (это количество циклов в табл. 2 равно $5 \cdot 10^6$).

Для большей наглядности приведенные выше данные представлены на графиках рис. 2. Из левой до перегиба частей графиков видно, что с увеличением количества циклических нагружений относительный предел выносливости как контрольных, так и пропитанных минеральным маслом образцов снижается. Причем более интенсивно в последнем случае. Кроме того, наименьшая удаленность его примерно вертикальной части от оси ординат указывает на то, что выносливость такого материала на исследуемом участке значительно ниже контрольного. При дальнейшем понижении уровня нагружения график выносливости пропитанных минеральным маслом балок резко изгибается, а затем асимптотически переходит в прямую линию.

При циклических нагружениях контрольных балок график выносливости (рис. 2) хотя и выглядит примерно так же, как и в первом случае, но проходит значительно выше его, поскольку до разрушения они выдерживают значительно большее количество циклов. Например, для усталостного разрушения контрольных балок при уровне

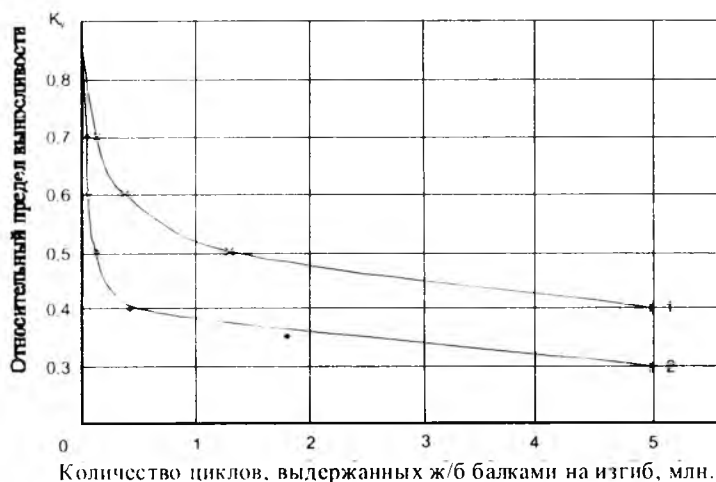


Рис. 2. Количество циклических воздействий, выдерживаемых ж/б балками на изгиб, в зависимости от величины относительного предела выносливости

1- контрольные балки; 2- балки, пропитанные маслом И-30

нагружения 0,7 требуется столько же циклических воздействий, как и для разрушения пропитанных минеральным маслом балок, но уже при уровне нагружения, равном 0,5.

Таким образом, на основании проведенных исследований установлено, что:

1. Выносливость пропитанных нефтепродуктами железобетонных элементов при циклических сжима-

ющих воздействиях примерно на 40% ниже, чем у не пропитанных ими. При этом усталостная долговечность их на низких уровнях напряжений на один - два порядка ниже, чем у последних.

2. Долговечность пропитанных нефтепродуктами железобетонных элементов, по сравнению с такими же бетонными, на порядок ниже.

3. Выносливость пропитанных

нефтепродуктами изгибаемых железобетонных балок, по сравнению с непропитанными, на 10-12% ниже, а усталостная долговечность на порядок ниже.

4. На усталостные свойства бетона и железобетона все нефтепродукты, независимо от их марок и вида, оказывают примерно одинаковое воздействие.

Библиографический список

1. Каранфилов Т.С. Выносливость и виброползучесть бетона в различных средах. Дисс. на соиск. учен. степени док. техн. наук. - М.: НИИЖБ, 1973.
2. Тябликов Ю.Е. Работа отдела механических испытаний ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в области создания нового оборудования. //Труды координационных совещаний по гидравлике./ ЦНИИСК. Вып. 54. - М.: 1970.
3. Киселев Б.Е., Тихонова Л.С. Многоместные установки для испытания на усталость призм и балок и для испытания на удар. - НТО ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М.: 1986.
4. Потапова Т.В., Поляков С.В. Прочность силикатного бетона при повторных нагружениях. // Строительные материалы. - 1965. - №6.
5. Карлупхин Н.С. Исследование выносливости железобетона //Труды МИИТ / Строительные конструкции. - М.: Гостранжелдориздат, 1959.

И.А. ПОДЛАСОВА, С.А.ТОМРАЧЕВ, кандидаты техн. наук (Томский государственный архитектурно-строительный ун-т)

Применение компьютерного моделирования капиллярных пор тяжелого бетона при расчете долговечности конструкций

Поровая структура играет ведущую роль в жизненном цикле бетонных и железобетонных конструкций. Основным источником пор тяжелого бетона – цементный камень – по своей структуре является как бы «губкой» со случайно распределенными в ней пустотами от макро- до наноуровня. Влияние пор на работу конструкций неоднозначно. Поры размером менее 0,1 мкм непроницаемы для воды и, в зависимости от относительной влажности воздуха, для газов. Повышение доли этих пор благоприятно сказыва-

ется на всех характеристиках бетона: повышается его морозостойкость и трещиностойкость [1, 2]. Замкнутые поры размером 40... 2000 мкм, с одной стороны, повышают морозостойкость бетона (замкнутые воздушные поры), с другой, – снижают прочностные показатели. Их происхождение связано с технологией перемешивания, укладки и уплотнения смеси, а также с присутствием воздухововлекающих добавок.

Капиллярный диапазон пор бетона (1...50 мкм) обычно связыва-

ют с деструктивными процессами и при проектировании составов бетонов стремятся его уменьшить применением различных добавок или технологически. Капилляры – наиболее многочисленная доля пор бетона. Они взаимосвязаны между собой, проницаемы для жидкостей, способствуют накоплению и развитию трещин. Основные свойства бетона зависят от характеристик капиллярной поровой структуры, формирование которой начинается на ранней стадии твердения цемента.

В теории расчета долговечности бетона конструкций наряду с другими факторами установлена взаимосвязь дифференциальной структуры пор и коэффициентов интенсивности напряжений, определяющими эксплуатационный ресурс конструкции [3, 4]. Однако определение этих характеристик из-за отсутствия других способов осуществляется экспериментально или на основании полуэмпирических зависимостей типа (1). Оценивая общую пористость, эти зависимости не дают ответы на вопросы, связанные с формой пор, количественным и вероятностным распределением их по размеру.

$$P_k = \frac{B/C - 0,5\alpha}{B/C + 0,32} \quad (1)$$

где P_k – капиллярная пористость; B/C – водоцементное отношение; α – степень гидратации цемента.

Проблемы экспериментального исследования характеристик пор капиллярного диапазона связаны со сложностями подготовки образцов, часто искажающей структуру. Несмотря на существование интегральных методов исследования поровой структуры бетона, методы исследования дифференциальной пористости требуют дальнейшего развития.

Для прогнозирования капиллярных пор перспективными являются методы компьютерного моделирования, которые в последнее время активно применяются для прогноза свойств бетона [5, 6]. Преимущество этих моделей в том, что они учитывают случайность расположения частиц структуры и пор в пространстве. Нами также была разработана вероятностная физико-математическая модель, имитирующая процесс формирования структуры капиллярных пор цементного камня тяжелого бетона [7, 8], применить которую для прогноза долговечности железобетонных конструкций мы попытались в рамках данной работы.

Цель работы состояла в оценке возможности применения компьютерной модели капиллярных пор в расчете долговечности тяжелого бетона. Оценку производили по результатам сравнения данных

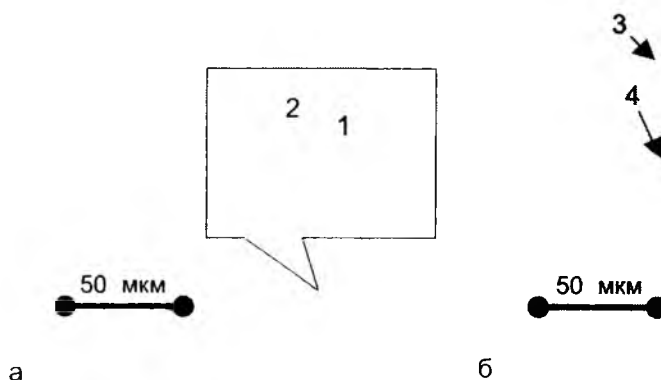


Рис. 1. Модель капиллярных пор цементного камня

а – после релаксации; б – через 28 сут твердения ($B/C = 0,4$, $t = 20^\circ\text{C}$, ПЦ М500)
1 – цементная частица; 2 – прослойка жидкости; 3 – новообразования; 4 – пора

моделирования и экспериментального распределения капиллярных пор бетона по размеру, реального и расчетного сроков эксплуатации конструкции. Расчет осуществляли по методике теории долговечности бетонных и железобетонных конструкций, разработанной Гузевым Е.А., Пирадовым К.А., Леоновичем С.Н. и др. В основу этой теории положена гипотеза о капиллярно-поровых дефектах как трещинах, в вершинах которых создаются максимально высокие напряжения вследствие изменяющихся внешних воздействий [3, 4]. В теории использованы инвариантный энергетический и силовой параметры характеристик структуры бетона. Коэффициенты интенсивности напряжений (КИН), меняющиеся от температурно-влажностного и коррозионного воздействий, зависят от состава бетона, характеристик его компонентов: объемного содержания цементного камня, гранулометрического состава и количества заполнителя. Преимуществом такого подхода является учет комплекса факторов, влияющих на рост трещин. Влияние пор каждого диапазона определяется расчетом соответствующего значения КИН при температурно-влажностном и силовом воздействиях. Долговечность (эксплуатационный ресурс) конструкции определяется отношением разности критического значения и КИН от нагрузки к разности значений этого параметра в зимнее и летнее время.

Компьютерная модель имитирует процесс образования капиллярных пор бетона в несколько этапов. На первом формируется система из 7...11 тысяч шарообразных частиц (цемента) с заданным законом распределения их радиуса, случайно расположенных на плоскости. На втором этапе определяется взаиморасположение частиц на момент схватывания цемента. Так как определяющими состояние цементно-водной системы на этой стадии выдерживания являются поверхностные силы электростатической и электромагнитной природы, расчет энергии взаимодействия цементных частиц через водную прослойку производился по зависимостям, применяемым для коллоидных тел и адаптированным для цементной пасты. Результатом второго этапа модели является матрица координат частиц цемента, релаксированных методом Монте-Карло по минимуму свободной энергии системы (рис. 1, а). Предполагалось, что такое расположение частиц соответствует структуре цементной пасты к началу схватывания при заданных технологических параметрах: водоцементном отношении (влияет на расстояние между частицами), температуре выдерживания (определяет потенциал межчастичного взаимодействия), марке цемента (размер и распределение частиц по размерам, константы потенциала взаимодействия).

На третьем этапе производи-

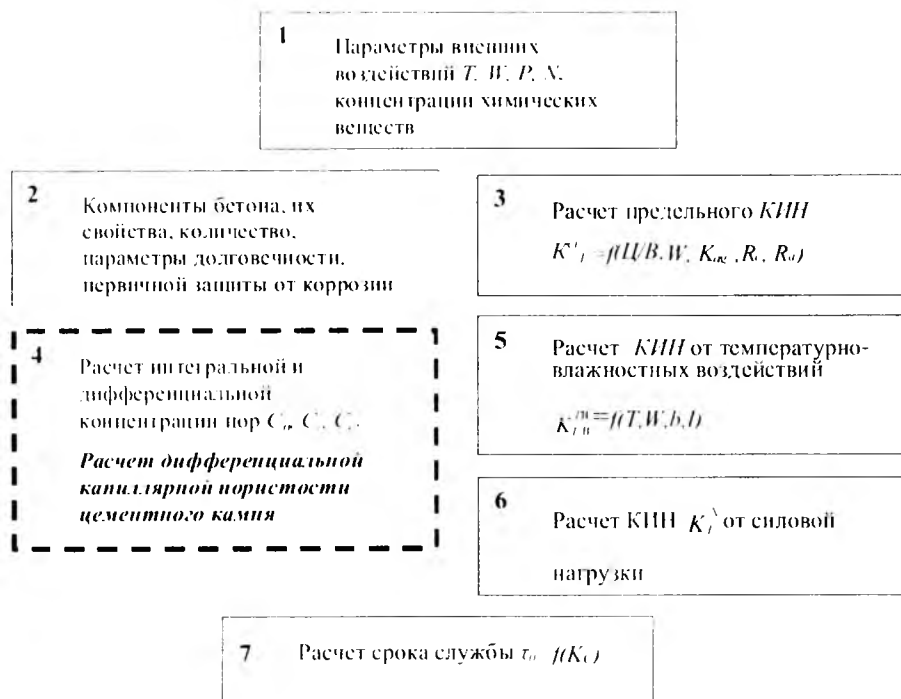


Рис. 2. Алгоритм расчета долговечности бетона конструкций по [3]. Пунктиром выделен этап, который предлагается усовершенствовать применением разработанной модели

лась имитация гидратации цемента путем увеличения радиусов частиц до достижения структурой расчетной или экспериментально определенной интегральной пористости (рис. 1, б). Модель затем использовалась для определения дифференциальной пористости капиллярного диапазона. Подробнее идеология реализации модели изложена в [8].

Расчет производили по алгоритму работы [3] с изменением его в части расчета капиллярной пористости (рис. 2).

Для определения возможности использования модельной структуры капиллярных пор выполнили расчет срока безремонтной эксплуатации забивной железобетонной сваи опоры ЛЭП У 110-4, бетон которой разрушился в зоне промерзания через 13 лет эксплуатации при требуемой долговечности 50 лет в температурно-влажностных условиях Первомайского месторождения Томской обл. Данные обследования 876 свайных фундаментов – опор линий электропередач, 33 % которых требовали усиления, получены из научно-технического отчета кафедры «Строительные конструкции» ТГАСУ [9].

Схема нагрузок на сваю показана на рис. 3.

Исходные данные:

1. Температура в зимнее время $-18,4^{\circ}\text{C}$, влажность 2,7 %.
2. Температура в летнее время $16,03^{\circ}\text{C}$, влажность 4,43 %.
3. Максимальная крупность заполнителя 50...60 мм.
4. Армирование продольной стержневой арматурой периодического профиля с навитой поперечной арматурой из холоднокатанной проволоки $\varnothing 4$ Вр-1. Оголовки сваи усилены дополнительной продольной арматурой.
5. Состав бетона, кг: Ц=560, Щ = 1050, П= 630, В=233.
6. Гранулометрический состав цемента марки ПЦ М400-Д20 для

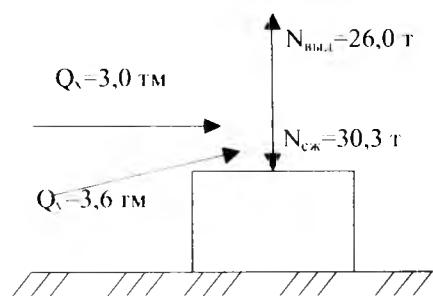


Рис. 3. Схема нагрузок на каждую ногу (сваю) опоры У 110-4

расчета модели принят из экспериментальных данных [10].

7. Степень гидратации цемента определена по потерям при прокаливании проб из фрагмента сваи и составила 0,56.

8. Содержание пор размером $<0,1 \text{ мкм}$ и $>50 \text{ мкм}$ принимали по [3] и по результатам анализа фрагмента сваи по ГОСТ 12730.4.

9. Содержание капиллярных пор для Варианта 1 принято по [3], для Варианта 2 – из результатов анализа снимков изображений поровой структуры бетона, полученных с применением растровой микроскопии.

10. Агрессивность окружающей среды учитывали увеличением амплитуды температуры в 2 раза: $\Delta T = 68,8^{\circ}\text{C}$ [3].

Данные, связанные с составом и пористостью бетона, были получены из фрагмента подобной сваи, не испытывавшей силовых нагрузок и тепловлажностных воздействий.

Для сравнения с модельной структурой характеристики реальной капиллярной поровой структуры бетона получали с применением РЭМ (растрового электронного микроскопа). Изображения поровой структуры из микроскопа передавались в компьютер при помощи специального блока и программы, минуя операции, связанные с обычной фотографией объекта. Подбор увеличения выполняли по признаку максимального количества пор изучаемого диапазона и оптимального соотношения информативной и остальной площади изображения. Количественная обработка снимков производилась специально разработанной программой, определяющей поры и их площади. Идентификация пор происходила по отношению к уровню яркости изображения. Выходными параметрами анализа были количество пор и вероятность их распределения по размерам, средний размер и форма пор. Подробнее методика обработки изображений изложена в [10].

Оценку возможности применения модельной структуры капиллярных пор проводили, исходя из сравнения долговечности, рассчитанной на основе трех вариантов капиллярной поровой структуры при прочих равных остальных условиях.

Вариант 1: значение, полученное на основании формулы (1).

Вариант 2: дифференциальная капиллярная пористость, полученная методом РЭМ по методике [10] из фрагмента бетона подобной сваи, не подвергнутой тепловлажностным воздействиям погруженных в грунт свай.

Вариант 3: дифференциальная капиллярная пористость, полученная в результате моделирования.

Дифференциальная капиллярная пористость сравниваемых вариантов расчета показана на рис. 4. Отличия модельной (кривая 3) и экспериментальной (кривая 2) кривой пористости обусловлены погрешностью эксперимента и допущениями модели, но в целом они обе отличаются от теоретического значения (1) и имеют схожий характер изменения. Доказательства адекватности модели более полно изложены в [7 - 9, 10].

Результаты расчета приведены в табл. 1, 2. Как видно из табл. 2, наибольший вклад в значение коэффициента интенсивности напряжения вносят дефекты капиллярного размера (около 70%). Использование дифференциальной пористости (Вариант 2-3) в расчете существенно повлияло на его точность: указанные варианты наиболее близки реальному сроку эксплуатации. Следовательно, использование данных, полученных в результате моделирования капиллярных пор цементного камня, приводит к более точному прогнозу срока эксплуатации конструкции.

Выводы

Использование дифференциальной капиллярной пористости бетона в расчете срока эксплуатации конструкции забивной сваи приводит к более точным, по сравнению с интегральной пористостью, результатам по причине существенного влияния ее на долговечность структуры бетона.

Компьютерная модель процесса формирования пор бетона применима в расчете долговечности бетонных и железобетонных конструкций в части расчета дифференциальной пористости капиллярного диапазона. Сравнительный ана-

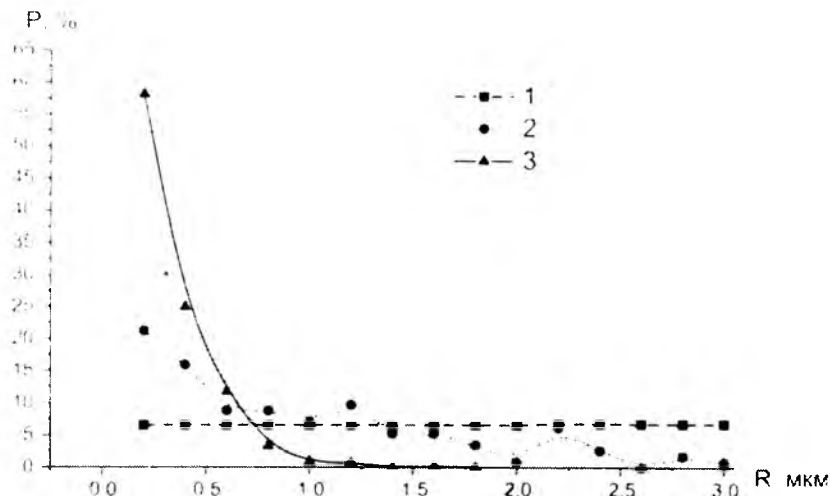


Рис. 4. Дифференциальная капиллярная пористость вариантов 1-3

лиз результатов расчета для забивной железобетонной сваи с реальным сроком эксплуатации показал, что предлагаемый способ количе-

ственной оценки пор капиллярного диапазона развивает теорию расчета долговечности бетонных и железобетонных конструкций.

Таблица 1
Результаты этапов расчета долговечности конструкции

Наименование параметра	Обозначение	Ед. изм.	Значение
Предельное значение КИН	K_{cr}	МПа·м ^{1/2}	0,383
КИН для замкнутого дефекта диаметром 10 ⁻⁶ м в зимнее время;	$K_{I,W}^{1TW}$	МПа·м ^{1/2}	0,21
в летнее время	$K_{I,S}^{1TW}$		0,172
КИН для краевой трещины размером 10 ⁻⁵ м в зимнее время;	$K_{I,W}^{2TW}$	МПа·м ^{1/2}	0,286
в летнее время	$K_{I,S}^{2TW}$		0,317
Внутреннее усилие вокруг зерна заполнителя в зимнее время;	P	МН	0,862 · 10 ⁻¹¹
в летнее время	P_S^w		3,74 · 10 ⁻⁸
КИН для радиальной трещины размером 10 ⁻⁴ м в зимнее время;	$K_{I,W}^{3TW}$	МПа·м ^{1/2}	2,02 · 10 ⁻⁹
в летнее время	$K_{I,S}^{3TW}$		6,19 · 10 ⁻⁶
КИН для околосерозных трещин размером 10 ⁻³ м в зимнее время;	$K_{I,W}^{4TW}$	МПа·м ^{1/2}	1,9 · 10 ⁻⁵
в летнее время	$K_{I,S}^{4TW}$		8,24 · 10 ⁻²
Суммарный КИН с учетом дифференциальной пористости в зимнее время;	$K_{I,W}^{TW}$	МПа·м ^{1/2}	0,1594
в летнее время	$K_{I,S}^{TW}$		0,1513
Суммарный КИН от силовой нагрузки с учетом дифференциальной пористости			
1 Вариант	K_I^N	МПа·м ^{1/2}	0,1381
2 Вариант			0,2619
3 Вариант			0,2676

* – под термином размер понимается поперечное сечение поры.

**Результаты расчета долговечности железобетонной сваи
с реальным сроком эксплуатации 13 лет**

Вариант	Описание варианта	Расчетная долговечность, <i>t</i> , лет
1	Расчет пористости по формулам типа (9)	25,6
2	Поровая структура реальной конструкции (РЭМ)	14,9
3	Модельная структура, соответствующая варианту 3	14,2

Разработанная модель позволяет также решать обратную задачу – подбирать характеристики цемента и смеси, которые при остальных равных условиях обеспечивают требуемую долговечность конструкций.

Библиографический список

1. Вербецкий Г.П.. Прочность и долговечность бетона в водной среде. – М.: Стройиздат, 1976 – 127 с.
2. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона. – М.: Стройиздат, 1953. – 195 с.
3. Гузев Е.А., Леонович С.Н., Мило-

ванов А.Ф., Пирадов К.А., Сейланов Л.А. Разрушение бетона и его долговечность. – Минск: Изд-во журнала "Тыдзень", 1997. – 170 с.

4. Гузев Е.А., Леонович С.Н., Пирадов К.А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. – Брест: Брестский политехнический институт, 1999. – 216 с.

5. Гусев Б.В., Кондращенко В.И., Кудрявцева В.Д., Сопов В.П., Ушеров-Маршак А.В. Оценка методами структурно-имитационного моделирования степени влияния технологических факторов на морозостойкость бетона // Научные труды конференции "Бетон и железобетон - пути развития". – Москва, 2005 г. – Т. 3. – С. 67-73.

6. Edward J. Garboczi, Dale P. Bentz, Kenneth A. Snyder, Nicos S. Martys, Paul

E. Stutzman, Chiara F. Ferraris, and Jeffrey W. Bullard. Modelling and measuring the structure and properties of cement-based materials. Electronic monograph. - Materials and Construction Research Division Building and Fire Research Laboratory 100 Bureau Drive top 8615 National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899-8615 USA. Last revised 08-03-06.

7. Патент 2242743 С1 Российской Федерация, МПК G 01 N 15/08. Способ прогнозирования поровой структуры цементного камня/ Подласова И.А., Томрачев С.А., Дудка Б.В. - № 2003124089/28; заявл. 31.07.2003; опубл. 20. 12. 2004. БИ№ 35.

8. Подласова И.А., Гныря А. И., Томрачев С.А., Дудка Б. В. Моделирование структуры порового пространства цементного камня // Вестник ТГАСУ. – 2000. № 1. – С. 32-41.

9. Обследование технического состояния и разработка технических решений по обеспечению эксплуатационной надежности опор ВЛ 35 на Первомайском месторождении. Научно-технический отчет по х/д № 795. ТГАСУ: Томск, 1997.

10. Томрачев С.А. Метод компьютерного моделирования капиллярной поровой структуры тяжелого бетона. Дисс. на соискание ученой степени к.т.н.: Томск, 2005 – 132 с.

ТЕОРИЯ

М.В.БЕРЛИНОВ, д-р техн.наук, проф. (Московский институт коммунального хозяйства и строительства)

Учет энергопоглощения железобетонных конструкций в условиях нелинейного трехмерного деформирования

При работе промышленного оборудования несущие строительные конструкции и основания фундаментов, на которые они опираются, испытывают переменные во времени силовые нагрузки, при которых неизбежно происходят потери энергии деформируемого тела за счет формирования гистерезисной петли. Известно [1], что при работе промышленного оборудования, даже при эксплуатационных уровнях нагружения ($\sigma/R=0,4-0,6$), количество поглощенной (диссипированной) энергии составляет от 5% до 40% от затраченной на деформирование конструкции энергии. Причем основная ее часть обращается в тепло, которое безвозвратно расходуется на теплообмен между конструкцией и окружающей средой. Поэтому снижение энергозатрат является важной экономической задачей.

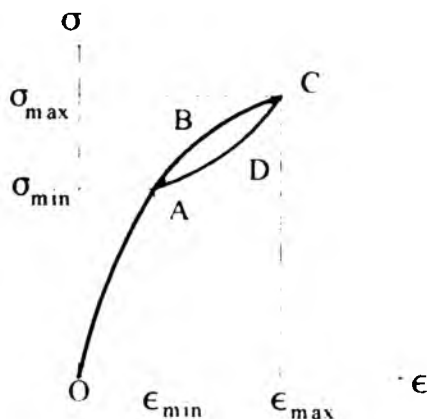
Деформируя единицу объема тела, динамические напряжения в начале цикла нагружения, перемещаясь вдоль своего направления, совершают работу, т.е. затрачивают энергию. При разгрузке часть деформаций (за счет упругих свойств материала) восстанавливается, а необратимая (невосстанавливаемая) часть деформаций ответственна за необратимо рассеянную поглощенную диссипативную энергию (см. рисунок).

В случае действия переменных (динамических) нагрузок гистерезисные энергопотери при деформировании следует рассматривать как одно из важнейших несовершенств силового сопротивления материалов.

В практической деятельности количество поглощенной энергии в единице объема тела за один цикл колебаний (что соответствует траектории "нагружение - разгружение" на соответствующей диаграмме) принято оценивать с помощью коэффициента поглощения энергии, известного в виде

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

где ΔW – невосстанавливаемая (необратимая) часть энергии,



Петля гистерезиса при динамическом деформировании

поглощаемая в единице объема тела за счет гистерезисных потерь. W – затраты энергии, сопровождающие работу внутренних сил на соответствующих перемещениях, обусловленные деформированием конструкций при нагружении.

Очевидно, что величина гистерезисных потерь будет не одинаковой по всему объему конструкции и окажется больше в тех зонах, где больше петля гистерезиса, т.е. действуют большие динамические напряжения, и меньше там, где эти напряжения невелики [2]. Следовательно, и сам коэффициент поглощения энергии не будет постоянен по всему объему конструкции, чего совершенно не учитывают существующие методики динамического расчета, полагая его постоянным [3].

Учитывая, что за основу энергопотерь при деформировании принимается необратимость деформаций при разгрузке и базируясь на уравнениях механического состояния материалов (1), можно построить расчетный аппарат оценки энергопотерь в единице объема тела на одном цикле нагружение-разгрузке. В этих целях необходимо иметь расчетный аппарат, позволяющий отыскивать значения напряжений в каждой ячейке конечно-разностной сетки или в каждом конечном элементе, в зависимости от используемого расчетного метода, поскольку общее напряженно-деформируемое состояние любой строительной конструкции изменяется по координатам пространства и времени.

Рассматривая энергетический баланс при одноосном деформировании, можно записать [1]

$$\Delta W = W - W_0, \quad (2)$$

где ΔW – необратимые потери энергии, соответствующие не восстанавливаемой части деформаций; W – общие затраты энергии на деформирование; W_0 – часть потенциальной энергии, соответствующая восстанавливаемой работе при восстанавливающихся деформациях.

Как уже отмечалось выше, поглощенной конструкцией части энергии соответствует площадь фигуры ABCD (см. рисунок). На основании этого предположения в [2] для случая одномерного напряженно-деформированного состояния было получено значение для необратимой части гистерезисно поглощенной энергии. Затраты энергии на работу внутренних сил в единице объема трехмерного тела на соответствующих перемещениях можно получить с учетом использования методики, изложенной в [2] для трехмерного напряженного состояния. Приведем значения затраты энергии по трем координатным осям:

$$\begin{aligned} W_y &= (\sigma_{y,\max} - \sigma_{y,\min}) \epsilon_y - \int_{\sigma_{y,\min}}^{\sigma_{y,\max}} \epsilon_y d\sigma_y \\ W_z &= (\sigma_{z,\max} - \sigma_{z,\min}) \epsilon_z - \int_{\sigma_{z,\min}}^{\sigma_{z,\max}} \epsilon_z d\sigma_z; \\ W_{xy} &= (\tau_{xy,\max} - \tau_{xy,\min}) \gamma_{xy} - \int_{\tau_{xy,\min}}^{\tau_{xy,\max}} \gamma_{xy} d\tau_{xy}; \\ W_x &= (\sigma_{x,\max} - \sigma_{x,\min}) \epsilon_x - \int_{\sigma_{x,\min}}^{\sigma_{x,\max}} \epsilon_x d\sigma_x; \\ W_{yz} &= (\tau_{yz,\max} - \tau_{yz,\min}) \gamma_{yz} - \int_{\tau_{yz,\min}}^{\tau_{yz,\max}} \gamma_{yz} d\tau_{yz}; \\ W_{xz} &= (\tau_{xz,\max} - \tau_{xz,\min}) \gamma_{xz} - \int_{\tau_{xz,\min}}^{\tau_{xz,\max}} \gamma_{xz} d\tau_{xz} \end{aligned} \quad (3)$$

Энергия, соответствующая восстанавливаемой части затраченной работы при разгрузке:

$$\begin{aligned} W_{0,x} &= \frac{1}{2} (\sigma_x \epsilon_{x,ob}) \\ W_{0,y} &= \frac{1}{2} (\sigma_y \epsilon_{y,ob}) \\ W_{0,z} &= \frac{1}{2} (\sigma_z \epsilon_{z,ob}) \\ W_{0,xy} &= \frac{1}{2} (\tau_{xy} \gamma_{xy,ob}) \quad W_{0,yz} = \frac{1}{2} (\tau_{yz} \gamma_{yz,ob}) \\ W_{0,zx} &= \frac{1}{2} (\tau_{zx} \gamma_{zx,ob}) \end{aligned} \quad (4)$$

Прибегая к некоторым упрощениям, аналогично [1], можно для практических расчетов для случая квазилинейной ползучести принять следующие записи для уравнений механического состояния материалов:

$$\begin{aligned} \epsilon_x(t, t_0) &= S \left[\frac{\sigma(t)}{R(\rho, t)} \right] \\ &\left\{ \frac{1}{E_0(t)} [\sigma_x(t) - \nu (\sigma_y(t) + \sigma_z(t))] - \right. \\ &- \int_{t_0}^t \sigma_x(\tau) K(\sigma_x, \omega_{\min}, \omega, \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(\tau, t) d\tau + \\ &+ \nu \left\{ \int_{t_0}^t \sigma_y(\tau) K(\sigma_y, \omega_{\min}, \omega, \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(\tau, t) d\tau + \right. \end{aligned}$$

$$+ \int_{t_0}^t \sigma_z(\tau) K(\sigma_z, \omega_{\min}, \omega, \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(\tau, t) d\tau \} \quad (5)$$

$$\gamma_{xy} = 2(1+\nu)S \left[\frac{\tau_{xy}(t)}{R_r(\rho, t)} \right] \left[\frac{\tau_{xy}(t)}{E_0(t)} - \right.$$

$$\left. - \int_{t_0}^t \tau_{xy}(\tau) K(\tau_{xy}, \omega_{\min}, \omega, \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(\tau, t) d\tau \right]$$

Из совместного рассмотрения уравнений (2), (3) и (4) следует, что восстанавливаемая единицей объема часть энергии трехмерного тела относительно каждой из координатных осей равна:

$$\Delta W_x = (\sigma_{x,\max} - \sigma_{x,\min}) \left(\varepsilon_x - \frac{1}{2} \varepsilon_{x,ob} \right) - \int_{\sigma_{x,\min}}^{\sigma_{x,\max}} \varepsilon d\sigma;$$

$$\Delta W_y = (\sigma_{y,\max} - \sigma_{y,\min}) \left(\varepsilon_y - \frac{1}{2} \varepsilon_{y,ob} \right) - \int_{\sigma_{y,\min}}^{\sigma_{y,\max}} \varepsilon d\sigma;$$

$$\Delta W_z = (\sigma_{z,\max} - \sigma_{z,\min}) \left(\varepsilon_z - \frac{1}{2} \varepsilon_{z,ob} \right) - \int_{\sigma_{z,\min}}^{\sigma_{z,\max}} \varepsilon d\sigma;$$

$$\Delta W_{xy} = (\tau_{xy,\max} - \tau_{xy,\min}) \left(\gamma_{xy} - \frac{1}{2} \gamma_{xy,ob} \right) - \int_{\tau_{xy,\min}}^{\tau_{xy,\max}} \gamma d\tau; \quad (6)$$

$$\Delta W_{yz} = (\tau_{yz,\max} - \tau_{yz,\min}) \left(\gamma_{yz} - \frac{1}{2} \gamma_{yz,ob} \right) - \int_{\tau_{yz,\min}}^{\tau_{yz,\max}} \gamma d\tau$$

$$\Delta W_{zx} = (\tau_{zx,\max} - \tau_{zx,\min}) \left(\gamma_{zx} - \frac{1}{2} \gamma_{zx,ob} \right) - \int_{\tau_{zx,\min}}^{\tau_{zx,\max}} \gamma d\tau$$

Количество энергии, поглощенное единицей объема тела за один цикл колебаний, или "нагружение — разгружение", оценивается коэффициентом поглощения энергии, который, как известно, с учетом уравнения (2) равен

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 1 - \frac{W_0}{W} \quad (7)$$

Для случая одномерного деформирования, используя интегральный подход [2], (т.е. фиксируя процессы ползучести) при совместном рассмотрении уравнений (3), (4) и (5) можно получить значение

$$\psi = 1 - \frac{1}{C}, \quad (8)$$

$$\text{где } C = 1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{R} \right)^m \quad (9)$$

$$\text{Тогда } \psi = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{R} \right)^m \right]^{-1}, \quad (10)$$

где V и m — параметры нелинейности деформирования [2].

Прибегая к аналогичным рассуждениям, суммируя затраты энергии для случая трехмерного напряженно-го состояния, можно получить значение для коэффициента поглощения энергии с учетом действия всех

компонентов напряжений вдоль всех трех координатных осей в следующем виде:

$$\psi_x = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\sigma_{x,\max} - \sigma_{x,\min}}{R} \right)^m \right]^{-1};$$

$$\psi_y = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\sigma_{y,\max} - \sigma_{y,\min}}{R} \right)^m \right]^{-1};$$

$$\psi_z = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\sigma_{z,\max} - \sigma_{z,\min}}{R} \right)^m \right]^{-1};$$

$$\psi_{xy} = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\tau_{xy,\max} - \tau_{xy,\min}}{R} \right)^m \right]^{-1}; \quad (11)$$

$$\psi_{yz} = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\tau_{yz,\max} - \tau_{yz,\min}}{R} \right)^m \right]^{-1};$$

$$\psi_{zx} = 1 - \left[1 + 2V \left(1 - \frac{1}{2+m} \right) \left(\frac{\tau_{zx,\max} - \tau_{zx,\min}}{R} \right)^m \right]^{-1}$$

Из зависимостей (11) можно сделать вывод о том, что величина коэффициента поглощения энергии не является постоянной и зависит от уровня нормальных и касательных напряжений, действующих по каждой из трех осей материала деформируемого тела.

Зная коэффициент поглощения по всем трем координатным осям, можно получить суммарное значение коэффициента поглощения в единице объема тела

$$\Phi_{ijk} = \Phi_x + \Phi_y + \Phi_z + \Phi_{xy} + \Phi_{xz} + \Phi_{zy} \quad (12)$$

Анализируя все вышеприведенные выкладки и рассуждения, можно сделать вывод о том, что даже осредненная, не говоря уже о константной, постановка задачи о гистерезисном поглощении энергии не является до конца корректной. Таким образом, гистерезисное поглощение энергии зависит от уровня напряженного состояния и определяется свойствами материалов.

Все строительные конструкции имеют различные уровни напряженно-деформированного состояния в различных точках, изменяясь как по координатам трехмерного пространства, так и во времени, от отрицательных до нулевых и далее до положительных значений. В элементах конструкций, состоящих из двух материалов, в частности стали и бетона, данный процесс сопровождается асинхронным проявлением свойств ползучести в различных направлениях при различных видах напряженного состояния и дополнительно осложняется процессом перераспределения усилий во времени, характерным для неоднородных систем.

Следовательно, количество энергии, поглощаемой в процессе деформирования, изменяется как за один цикл колебаний, так и в течение всего процесса деформирования по координатам пространства и времени. Отсюда количество поглощенной энергии за все время деформирования конструкции, происходящее за $n=(t-t_0)/T$ циклов колебаний, можно получить с помощью интегрирования по всему ее объему V

$$W = \frac{t-t_0}{T} \iiint_V \Delta W dV, \quad (13)$$

где $t-t_0$ – время деформирования конструкции; T – период колебаний; V – объем конструкции.

Для объемно деформируемой конструкции это уравнение можно записать несколько иначе

$$W = \frac{t-t_0}{T} \int_0^b \int_0^h \int_0^l \Delta W \cdot db \cdot dh \cdot dl, \quad (14)$$

где b , h , и l , – соответственно ширина, высота и длина конструкции или рассматриваемой области деформирования.

В случае использования метода интегральных оценок в комбинации с конечноразностным методом или методом конечных элементов интегрирование по всему объему деформируемого тела можно заменить суммированием по всем ячейкам. При разбивке области деформирования на ячейки с равными гранями

$$W = \frac{t-t_0}{T} \sum_0^b \sum_0^h \sum_0^l \Delta W \cdot \Delta b \cdot \Delta h \cdot \Delta l \quad (15)$$

Проводя аналогичные рассуждения, можно получить значения для коэффициента поглощения энергии по объему деформируемого тела, в пределах которого он изменяется незначительно

$$\psi = \frac{t-t_0}{T} \int_0^b \int_0^h \int_0^l \frac{\Delta W}{W} \cdot db \cdot dh \cdot dl, \quad (16)$$

или с заменой на суммирование

$$\psi = \frac{t-t_0}{T} \sum_0^b \sum_0^h \sum_0^l \psi_{ijk} \cdot \Delta b \cdot \Delta h \cdot \Delta l \quad (17)$$

Учитывая, что количество поглощенной конструкцией энергии зависит от уровня напряженного состояния, появляется возможность регулирования процесса энергопоглощения посредством изменения напря-

женно-деформированного состояния с помощью варьирования расчетной схемы, условий закрепления, изменения армирования или каких-либо других конструктивных мероприятий.

Разработав алгоритмы управления механизмом поглощения энергии железобетонными конструкциями на основе экспериментальных и теоретических исследований, можно наметить пути для энергетической оптимизации конструкций, в которых энергопотери минимальны. Это позволит получать значительную экономию материальных средств при возведении конструкций и уменьшить расход невозобновляемых источников энергии, используемых при работе промышленного оборудования.

Возможность управления энергопоглощением железобетонных конструкций открывает пути для повышения коэффициента полезного действия машин, различного промышленного оборудования, создания энергосберегающих проектных решений зданий и сооружений, воспринимающих динамические воздействия от производственно-технологических процессов промышленных и транспортных предприятий. Такие решения обеспечат в целом значительное увеличение экономической эффективности предприятий и повысят надежность зданий и сооружений за счет создания дополнительных ресурсных резервов при динамических нагрузках и в случаях экстремальных воздействий.

Библиографический список

1. **Бондаренко В.М.** О назначении оптимальных поперечных сечений колеблющихся конструкций. Вестник Академии строительства и архитектуры УССР №4. 1959. –С.23.-28.
2. **Бондаренко В.М.** Начала теории энергетического управления силовым сопротивлением строительных конструкций. Известия вузов. Строительство, №12. – Новосибирск, 1996 с.12-14.
3. **СНиП 2.03.01-84.** Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: 1985. – С. 79.

Памяти И.Ф.Руденко

21 сентября 2006 г. на 79 году жизни скоропостижно скончался Игорь Федорович Руденко, доктор технических наук, профессор, начальник отдела переподготовки кадров и повышения квалификации ФГУП «НИЦ «Строительство».

И.Ф. Руденко являлся крупным ученым широкого профиля, область интересов которого охватывала новые виды бетонов, вяжущих, технологии сборного и монолитного домостроения.

Игорем Федоровичем внесен значительный вклад в разработку теоретических основ процессов формирования бетона, создание инженерных методов расчета оборудования для производства сборного бетона.

И.Ф. Руденко являлся автором более 200 печатных работ, около 40 свидетельств и патентов на изобретения, им подготовлен целый ряд нормативных и рекомендательных документов. Под руководством Игоря Федоровича 12 сотрудников защитили кандидатские диссертации. Научные работы И.Ф. Руденко

известны не только в нашей стране, но и за рубежом.

Много лет Игорь Федорович, кроме научной деятельности, занимался также педагогической работой, будучи заведующим кафедрой монолитного домостроения и ресурсосберегающих технологий в институте повышения квалификации при МГСУ.

В 2001 г. И.Ф. Руденко возглавил Центр лицензионной подготовки и профессиональной аттестации НИИЖБ, который позднее был преобразован в центр обучения, подготовки и переподготовки кадров ФГУП «НИЦ «Строительство».

Игорь Федорович был верным другом, великолепной души человеком и хорошим семьянином. Светлая память о нем навсегда останется в наших сердцах.

Выражаем искреннее соболезнование семье, родственникам и близким покойного.

Руководство ФГУП
«НИЦ Строительство» и НИИЖБ

Проблема коррозии модифицированных бетонов

Проблема коррозии и защиты бетона и железобетона в агрессивных средах остаётся одной из важнейших в бетоневедении и технологии бетонных и железобетонных конструкций. Основы науки о коррозии бетона заложены профессором В.М.Москвиным и развиты его сотрудниками С.Н.Алексеевым, Ф.М.Ивановым, научными работниками других организаций: В.Б.Ратиновым, А.Ф.Полаком и другими. Последняя крупная монография на указанную тему («Долговечность железобетона в агрессивных средах»: Совм. изд. СССР – ЧССР – ФРГ/С.Н. Алексеев, Ф.М.Иванов, С.Модры, П.Шисль. – М.: Стройиздат. 1990) вышла в России более 15 лет назад. За прошедший период технология бетона существенно развита. Созданы новые модификаторы бетона и бетоны нового поколения с высокими технологическими и эксплуатационными свойствами. Однако их коррозионные свойства слабо освещены в отечественной технической литературе.

Вышедшая из печати монография Н.К.Розенталя «Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости» направлена на восполнение указанного пробела. Автор книги длительное время работал в лаборатории коррозии НИИЖБ под научным руководством С.Н.Алексеева и Ф.М.Иванова. Сфера научных интересов автора – коррозия бетона и стальной арматуры, химические добавки и модификаторы бетона. В выпущенной книге освещены основные вопросы коррозии современных высококачественных бетонов в наиболее распространённых газовых и жидких агрессивных средах. Использован физико-химичес-

кий подход к изучению названных процессов, разработанный научной школой В.М.Москвины. Для этого подхода характерно тщательное изучение физических и химических процессов, происходящих в бетоне в агрессивных средах с выявлением контролирующего процесса, определение его кинетики и на этой основе прогнозирование сроков службы бетона.

Особый интерес представляют разделы, касающиеся выявления контролирующих факторов коррозионных процессов в бетонах особо низкой проницаемости. Показано, что основным процессом массопереноса в таких бетонах является диффузия вещества, указано на существенную роль заряда поверхности. Рассмотрены методы определения коэффициента диффузии солей в бетоне и методы прогнозирования глубины разрушения бетона в агрессивных средах.

Предложена классификация кислых газов по механизму коррозии бетона. Показана роль технологических и климатических факторов в процессе карбонизации.

На основе лабораторных исследований и натурных испытаний железобетонных конструкций показано незначительное влияние на бетоны особо низкой проницаемости процессов коррозии первого вида.

Выполнены исследования коррозии второго вида, в том числе в магниезальных и кислых средах. Показано, что в последних стойкость бетонов на портландцементе в основном зависит от растворимости и увеличения объёма образующихся продуктов коррозии цементного камня. При образовании хорошо растворимых продук-

тов коррозии разрушение бетона развивается с большой скоростью. Наоборот, при образовании практически нерастворимых соединений, коррозия замедляется вплоть до полной остановки. На этом основаны методы защиты поверхности бетона (обработка соединениями фтора).

Исследована коррозионная стойкость в сульфатных средах современных бетонов с суперпластификатором С-3 и модификаторами на основе суперпластификатора и микрокремнезёма, а также на цементах низкой водопотребности. Показано, что понижение марки бетона по водонепроницаемости до W16-W20 резко повышает коррозионную стойкость бетонов во многих средах и, в первую очередь, в сульфатных. Введением в состав бетона модификаторов на основе суперпластификаторов и микрокремнезёма можно не только существенно снизить проницаемость бетона, но и изменить фазовый состав цементного камня, что ещё более повышает его сульфатостойкость. Изложенные в книге предложения по оценке агрессивности сульфатных сред для модифицированных бетонов показывают, что бетоны высокой сульфатостойкости могут изготавливаться на наиболее распространённых среднеалюминатных портландцементе без использования сульфатостойкого цемента, что во многих случаях облегчает производство коррозионностойких конструкций и позволяет отказаться от мер вторичной защиты.

Исследована коррозия бетона в хлоридных и смешанных сульфатно-хлоридно-магниезальных средах. Показана конкурирующая роль сульфатов и хлоридов в кор-

розионном процессе. Повышение стойкости при снижении проницаемости бетона.

С понижением пористости бетона капиллярный перенос агрессивных растворов в теле бетона заменяется диффузионным переносом. Стойкость бетона в условиях капиллярного всасывания растворов солей и испарения существенно возрастает.

В книге приведены результаты исследований защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Показано, что применение бетонов низкой проницаемости устраняет опасность карбонизации защитного слоя и существенно повышает защитное действие бетона по отношению к стальной арматуре в хлоридных средах. Это достигается за счёт весьма низкой диффузионной проницаемости модифицированных бетонов по отношению к хлоридам. Коэффициент диффузии таких бетонов достигает значений 10^{-9} см²/с и менее, т.е. на порядок величин ниже, чем у

бетонов нормальной проницаемости ($10^{-7} \dots 10^{-8}$ см²/с). Полученные результаты позволяют расширить область применения методов первичной защиты, реализуемой на стадии проектирования и изготовления бетона.

В книге обобщён опыт многолетних исследований. Результаты лабораторных испытаний, как правило, подтверждаются данными натурных обследований железобетонных конструкций, критически проанализирован и использован для обоснования рассматриваемых в книге положений большой объём (более 500 наименований) отечественной и зарубежной технической литературы.

Рецензент считает, что в настоящее время в технической литературе слабо отражены коррозионные свойства современных модифицированных бетонов. Настоящая книга восполняет этот пробел.

Следует иметь в виду, что существующие нормы СНиП 2.03.11-

85 «Защита строительных конструкций от коррозии» в значительной степени устарели. В них не отражены особенности бетонов нового поколения, изготавливаемых с современными модификаторами. Представленные в рецензируемой книге материалы должны быть включены в обновлённую редакцию СНиП.

В целом можно сделать вывод, что издана книга, которая будет полезна научным работникам, работникам проектных организаций и строителям.

К сожалению, книга выпущена малым тиражом, который, по-видимому, не обеспечит необходимой информацией многочисленные научные, проектные и строительные организации.

В.Г. Батраков,

заслуженный деятель науки

Российской Федерации,

лауреат государственной премии

СССР и премии Правительства РФ

д-р техн. наук, проф.

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

Р.О.БАКИРОВУ — 80



Исполнилось 80 лет со дня рождения постоянному автору научных статей нашего журнала **Раифу Османовичу Бакирову** – известному ученому в области динамического расчета и оптимального проектирования железобетонных конструкций, в том числе подземных сооружений.

Свыше пятидесяти лет он принимает активное участие в подготовке инженеров-фортификаторов и инженеров строителей в Военно-инженерной академии (ВИА) и Московском институте коммунального хозяйства и строительства (МИКХиС). В 1949 г. Р.О. Бакиров с золотой медалью оканчивает ВИА. В 1959 г. он защищает кандидатскую, а в 1969 г. – докторскую диссертации. В 1972 г. стал профессором. За большой вклад в развитие автоматизированных методов динамического расчета и оптимального проектирования железобетонных конструкций, а также за подготовку квали-

фицированных инженерных кадров в 1976 г. ему присваивается ученое звание «Заслуженный деятель науки и техники РСФСР» и вручается знак «Отличник гражданской обороны СССР».

Юбиляр является автором более 250 научных трудов, в том числе шести изобретений, пяти нормативных документов и инструкций по решению проблемы динамического расчета и оптимального проектирования железобетонных конструкций защитных подземных сооружений (ЗПС), 10 учебников для вузов, 20 учебных пособий, 76 научных статей, 65 отчетов по НИР, 38 книг-монографий.

В 1999 г. он избирается членом-корреспондентом РААСН. В 2005 г. профессору Бакирову за большой вклад в развитие архитектуры, градостроительства, строительной науки, строительства и жилищно-коммунальной сферы вручается диплом о представлении его в «Российской архитектурно-строительной энциклопедии».

Желаем дорогому Раифу Османовичу Бакирову доброго здоровья, счастья в жизни и дальнейших творческих успехов.

Вышли в свет:

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (за- рождение и развитие). М.: Издательство Московского го- сударственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В представляемой книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приоб- ретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Уделено большое внимание формированию граждан- ской и городской архитектуры различных стран и регионов, объемно-планировочным решениям и конструкциям, условиям

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными матери- алами. Научное издание. – М.: Стройиздат, 2004 – 144 с. с иллюстрациями.

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными ма- териалами нового поколения. Рассмотрены основы проектиро- вания и технология усиления железобетонных конструкций со- временными композиционными материалами на основе угле- родных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения компози- ционных материалов для усиления железобетонных конструк- ций по сравнению с другими способами усиления. Даны базо- вые положения по проектированию усиления изгибаемых же-

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглуб- ленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебн. пособие. – Тверь: Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с.: 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной обла- сти учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рас- сматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен си- стемный подход к гидроизоляции, основанный на решении за- дач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания сис- тем гидроизоляционной защиты сооружений при их строитель- стве и ремонте, приводятся методики расчета различных сис- тем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выпол-

и технологии строительства, а также эксплуатации сооруже- ний, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие кон- цепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитек- турные 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.

лестобетонных конструкций по первой и второй группам пре- дельных состояний. Приведена технология усиления различ- ных железобетонных конструкций. Освещены вопросы каче- ства, требования к исходным материалам и условиям прове- дения работ, а также даны рекомендации по мониторингу уси- ливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт ра- боты по усилению элементов различных сооружений компози- ционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооруже- ний.

Книга предназначена для специалистов в области проек- тирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных со- оружений.

нению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, по- зволяющими наглядно представить решение различных техно- логических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области стро- ительства и ремонта огромного числа крупных подземных со- оружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фунда- ментальный труд, в котором соединены теоретические осно- вы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, экс- плуатации и ремонта 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

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, В.А.Рахманов, А.С.Семченков, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хяутин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 07.12.06. Формат 60х88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 111111

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

E-mail: magbeton@rambler.ru; http://vlib.ustu.ru/beton

Тел. 692-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9

109033, Москва, Волочаевская ул., д.40

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test».

Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворных смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ



MEGA 20-200-10 DM 1-S

Комбинированная установка с автоматическим управлением для испытания на сжатие/изгиб бетонных образцов



ALPHA 3-3000 S

Установка для испытания бетонных образцов на сжатие. Автоматическое управление, цифровой дисплей

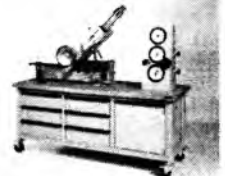


Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



UPB 86/200

Универсальный испытательный блок для проведения и демонстрации различных видов испытаний строительных материалов (бетона, цемента, древесины, стали)



UPB 93/160

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН



Объем 8 л

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА



Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм



УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ



Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер



ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ



Круг истирания Бёме, размеры 890x760x890мм; масса 500 кг; 3/380 В



размеры 350x350 мм; масса 23 кг; 3000 об/мин., ножной выключатель



размеры 330x520 мм; масса 34 кг; 9000 об/мин., Таймер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА



Прибор Вика с иглой и пестиком
 $D_{0.1} = 1.13$ мм
 $D_{1.0} = 10$ мм



Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса



Стандартный конус D 100/200 мм, высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг; 220В/50 Гц

УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБУУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ



Триада-Холдинг

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-92 Факс (495) 234-38-84
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ
на изготовления средств
измерений №000110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01 / ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения K_c , типа контролируемого изделия, вычисления класса бетона В. Диапазон 3...100 МПа

ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера. Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона. Диапазон 0,5...8 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (B-II), K-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3, 5 (6, 9) мм

ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3...32 мм. Длина 3...18 м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 пятиканальный с режимом самописца (до 15 суток). Диапазон измерения плотности тепловых потоков 5...999 Вт/м². температуры -30...+100°C

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ-МГ4.01, ТЦЗ-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 - измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 24 часов). Диапазон измерения влажности 0...99%. температуры -20...+85°C

ТЦЗ-МГ4.01 - термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон -30...+250°C

Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718, 16588

МГ4Зонд - измеритель влажности сыпучих материалов.

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

ИПА-МГ4.01

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904

Диапазон измерения защитного слоя 3...150 мм при диаметре стержней 3...40 мм

ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089, 28574

Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимами самописца (до 24 часов) и вычисления расхода воздуха в вентиляционных системах

Диапазон измерения скорости потока 0,4...30 м/с. температуры -20...+100°C

Вибротест - МГ4+

Измеритель, виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов с режимом самописца (до 25 часов)

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

Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (095) 964-95-63, 220-38-58 e-mail stroypribor@chel.surnet.ru http://www.stroypribor.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2006. № 6. 1-32