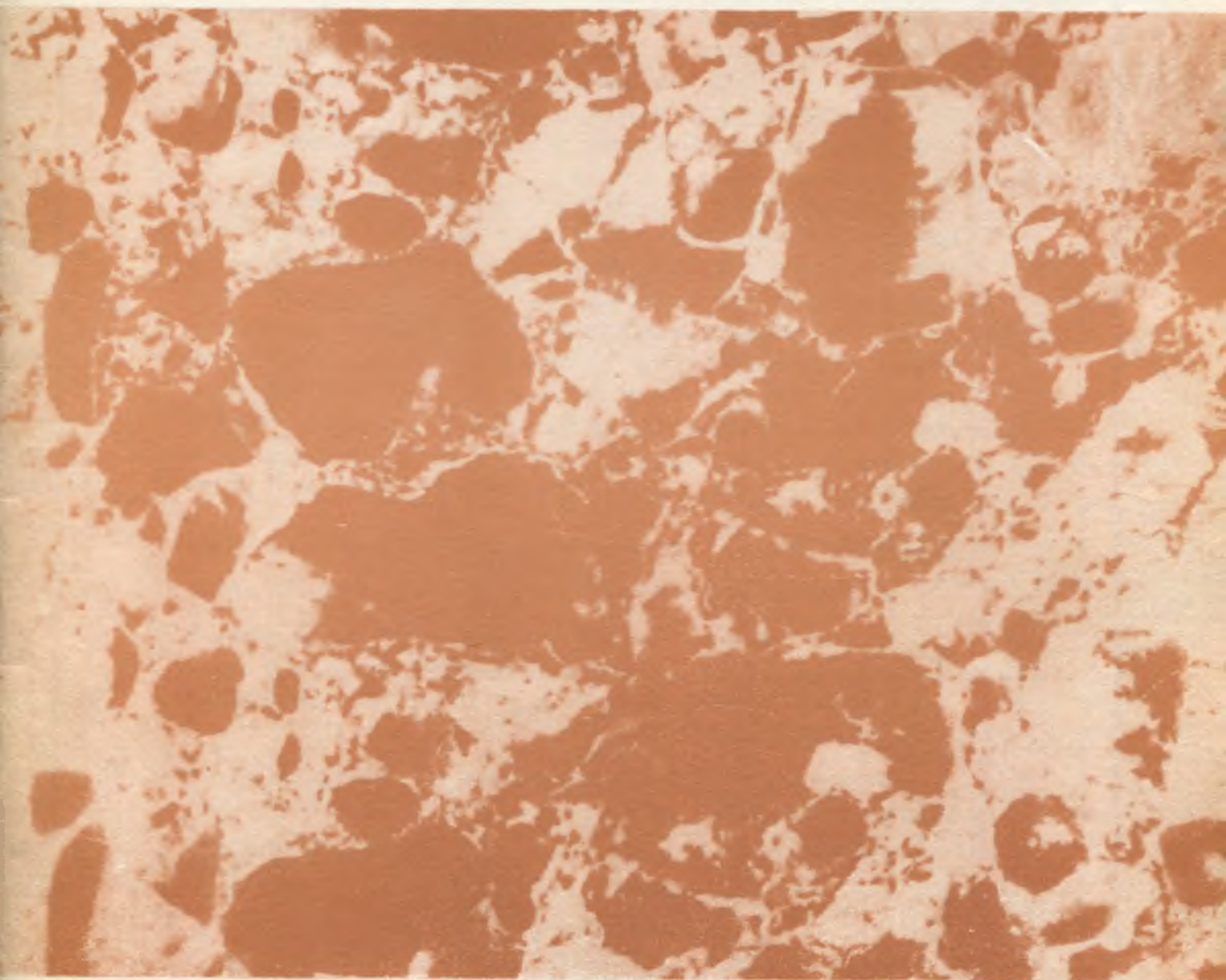


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **10** 1990



ЭФФЕКТИВНЫЙ СПОСОБ ПОВЫШЕНИЯ ТЕПЛОЗАЩИТНЫХ СВОЙСТВ НАРУЖНЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ЖИЛЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Осуществляется за счет устройства монолитного теплоизоляционного слоя из низкомарочного беспесчаного бетона на комбинированном заполнителе из керамзита (шунгизита, аглопорита и любого другого легкого заполнителя) и пенополистирола.

Предлагаемая технология основана на использовании традиционного заводского оборудования с установкой линии изготовления и подачи пенополистирола непосредственно на БСЦ.

Сдача линии «под ключ» производится в сжатые сроки, представляются чертежи оборудования с привязкой линии подачи к заводским условиям с проведением комплексных испытаний сырьевых материалов, бетонов и конструкций и с передачей соответствующей нормативно-технической документации.

Внедрение стеновых панелей предлагаемого типа позволяет:

- повысить термическое сопротивление стен до 40 %
- сэкономить до 70 кг цемента на 1 м³ бетона (в панели)
- отказаться от применения пористого песка, а в некоторых случаях от применения фактурного цементно-песчаного слоя.

Экономическая эффективность от внедрения достигает 25 р/м³.

Работы выполняются на хоздоговорных условиях.

Обращаться по тел.:
174-85-97 (НИИЖБ Госстроя СССР)
216-18-17 (ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя)

Содержание

Экономия ресурсов

- Глуховский В. Д. Гоц В. И., Кокшарев В. Н., Румына Г. В., Ткаленко С. А. Мало-энергоемкие режимы тепловлажностной обработки шлакощелочных бетонов 2

Вопросы качества

- Гендин В. Я., Толкынбаев Т. А. Повышение качества бетона в результате снижения температурных градиентов 4
- Суслин Б. Н. Геометрия распалубочных уклонов рельефообразующих матриц 6

Конструкции

- Залесов А. С., Панюков Э. Ф., Алексеенко В. Н. Прочность железобетонных балок при действии поперечных сил после пожара 8
- Дроздов П. Ф., Сенин Н. И., Кияшко В. Ю. Новая конструкция монолитных многоэтажных зданий 10
- Кормер Б. Г., Сидорина Г. С., Лапшина А. З. Совершенствование номенклатуры колонн одноэтажных зданий 12

Бетоны

- Левин Л. И., Тарасова В. Н. Влияние вида мелкого заполнителя на свойства бетона с пластификатором 13
- Волженский А. В. Влияние дисперсности портландцемента и В/Ц на долговечность камня и бетона 16
- Соломатов В. И., Наназашвили В. И. Бетоны на ВНВ, модифицированные ацетоноформальдегидной смолой 17
- Забегав А. В., Сизов Ю. В. Влияние локальных воздействий на прочность бетона при сжатии 19
- Дьяченко С. С., Коваленко О. Н. Добавка полифункционального действия в бетоны 20

Заводское производство

- Зильберберг С. Д., Леонтьев В. А. Технологический робот для изготовления бетонных плит 22
- Кузин В. Н., Шклярова А. И. Роторная технология изготовления декоративных плит из отходов 25

Арматура

- Мадатян С. А., Федоров Д. А. Влияние преднапряжения на диаграмму растяжения арматуры класса К-17 26

Строительное производство

- Махвиладзе Л. С., Берекашвили Т. Ш. Замоноличивание стыков наружных стен на высоту крупнопанельного здания 28

В помощь проектировщику

- Чихладзе Э. Д., Арсланханов А. Д. Несущая способность сталебетонных плит 30
- Попов Н. Н., Матков Н. Г., Гончаров А. А. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении 32
- Старишко И. Н. Расчет поперечной арматуры в железобетонных элементах 34

Теория

- Чирков В. П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций 35
- Пилюгин Л. П., Попов В. А. Диаграммы М-х для железобетонных конструкций, рассчитываемых на аварийные нагрузки 37

Долговечность

- Сахаров Г. П. Комплексная оценка трещиностойкости изделий из ячеистого бетона 39
- Коломацкий А. С., Толстой А. Д., Лесовик В. С., Бабушкин В. И. Влияние сульфида железа на стойкость бетона к коррозии третьего вида 41

Библиография

- Ушеров-Маршак А. В. Модифицирование в технологии бетона 42
- Белецкий Б. Ф. Справочник проектировщика инженерных сооружений 43

Информация

- Опыт автоматизации процессов производства железобетонных конструкций 44



В. Д. ГЛУХОВСКИЙ |, д-р техн. наук, проф., В. И. ГОЦ, В. Н. КОКШАРЕВ, Г. В. РУМЫНА, кандидаты техн. наук, С. А. ТКАЛЕНКО, инж. (КИСИ)

Малознергоемкие режимы тепловлажностной обработки шлакощелочных бетонов

Основная часть энергетических затрат при изготовлении бетонных изделий складывается из затрат на производство вяжущего и тепловлажностную обработку ТВО изделий.

Одним из путей снижения энергоемкости изделий и конструкций является использование малознергоемких высокоактивных шлакощелочных вяжущих, представляющих собой двухкомпонентную смесь, в которой алюмосиликатная составляющая представлена тонкомолотыми гранулированными шлаками, а щелочная — соединениями щелочных металлов [1]. При этом молотые доменные гранулированные шлаки и гранулированные шлаки цветной металлургии используют в качестве основного (до 90...95 % общей массы) компонента высокопрочных вяжущих. Другой составной частью шлакощелочного вяжущего являются щелочные компоненты, например растворимые силикаты натрия и калия с силикатным модулем 1...3, кальцинированная сода, отходы химической промышленности — содо-щелочной плав и др.

Технологический процесс изготовления шлакощелочных вяжущих более прост по сравнению с технологией про-

изводства портландцемента. Анализ энергозатрат [2] показал, что расходы условного топлива и электроэнергии при производстве шлакощелочных вяжущих уменьшаются по сравнению с производством портландцемента в 2,5...4 раза.

Анализ особенностей гидратации и структурообразования шлакощелочных систем исследованных на резонансной установке ИГ-1Р [3], свидетельствует об интенсификации физико-химических процессов твердения при ТВО по сравнению с цементными бетонами [4]. При подъеме температуры греющей среды до 80...95 °С период формирования и развития коагуляционной структуры шлакощелочных бетонов составляет 112...170 мин, а формирование пространственного каркаса кристаллизационной структуры осуществляется в течение 70...100 мин в зависимости от вида шлака и природы щелочного компонента.

Исследования проводили на бетонных образцах-кубах с ребром 100 мм, изготовленных из шлакощелочного тяжелого бетона, керамзитобетона и мелкозернистого бетона. Деформативные ха-

рактеристики определяли на образцах размером 100×100×400 мм. Расход шлака в шлакощелочных бетонах изменялся от 300 до 350 кг/м³. Удобноукладываемость шлакощелочных бетонных смесей характеризовалась жесткостью в 25...30 с.

Повышение температуры греющей среды до 30 °С способствует ускорению развития процессов гидратации и формирования структуры твердеющей шлакощелочной системы. В течение 12 ч прочность бетонов, приготовленных на растворах силикатных щелочных компонентов, составляет 43...56 % R_{28} .

На основании изучения процессов структурообразования шлакощелочных систем, твердеющих при повышении температуры греющей среды до 50...95 °С, разработаны эффективные режимы ТВО для ускорения получения шлакощелочных бетонов (табл. 1).

Скорость нагрева таких бетонов на основе силикатных соединений щелочных металлов составляет 20 °С/ч, а на основе карбонатных — 15 °С/ч. Сокращение периода нагрева достигается прогрессивно возрастающей скоростью подъема температуры греющей среды (первые 2 ч со скоростью 15 °С/ч, 1 ч — 20 °С/ч, 1 ч — 25 °С/ч).

При определении влияния температуры и длительности изотермического прогрева на интенсивность нарастания прочности бетона установлено, что для получения шлакощелочных бетонов с прочностью, близкой к 100 % прочности бетона, твердевшего 28 сут в нормальных условиях, достаточно нагреть их до температуры 80...95 °С без последующего изотермического выдерживания (табл. 2).

При увеличении длительности изотермического прогрева до 12 ч прочность шлакощелочных бетонов на силикатных щелочных компонентах увеличивается всего на 6...10 %, а на карбонатных — на 8...13 %.

Длительный прогрев шлакощелочных бетонов после максимального упрочнения нецелесообразен, так как это усиливает рекристаллизационные процессы, вызывающие падение прочности [5].

Таблица 1

Вид шлака	Режим ТВО, ч	Температура изотермического прогрева, °С	Предел прочности бетона на осевое сжатие, МПа		
			после ТВО через 12 ч	после хранения в нормальных условиях, сут	
				28	180
Основной $M_o=1,18$	Нормальное твердение 0,5+11+0,5 1,5+5+1,5 3+0+3 Стандартный	—	—	93,4	100,0
		30	47,0	95,5	107,5
		50	84,0	112,0	110,5
		80	102,0	107,0	108,4
		95	112,0	98,0	97,7
Кислый $M_o=0,75$	Номинальное твердение 1,5+7+1,5 3+0+3 Стандартный	—	—	80,5	110,0
		50	69,6	95,4	116,6
		80	84,5	87,1	122,1
		95	99,3	103,2	107,4
Цветной металлургии никелевый $M_o=0,37$	Номинальное твердение 4+0+3 Стандартный	—	—	49,2	52,2
		95	50,9	54,3	57,3
		95	55,4	58,2	59,3

Примечание. Стандартный режим: 3+6+3 ч

Прочность шлакощелочных бетонов, подвергаемых ТВО по «пиковому» режиму, продолжает нарастать при нормальном твердении.

Интенсификация процессов структурообразования шлакощелочных систем при их нагреве до 30...40°C и последующем выдерживании до зарождения кристаллизационного каркаса, позволяет улучшить структуру и повысить прочность шлакощелочных бетонов (табл. 3), подвергаемых ТВО по ступенчатому режиму [6], при котором сначала поднимают температуру греющей среды до 30...40 °С, выдерживают изделия в течение 1,5...2,5 ч до набора прочности, достаточной для преодоления внутренних напряжений, возникающих в бетоне при нагреве. Затем поднимают температуру греющей среды до 80...90 °С в течение 1,4...1,6 ч, для полного прогрева бетона изделия выдерживают в течение 0,5...1,5 ч и снижают температуру со скоростью 30 °С/ч. Такой режим способствует уменьшению деструктивных процессов на первой стадии ТВО, обеспечивает увеличение объема мелкокристаллических гидратных фаз и уплотнение структуры материала.

Применение ступенчатого режима позволяет исключить предварительное выдерживание изделий перед ТВО.

В производственных условиях для экономии энергозатрат необходимо, чтобы прочностные показатели бетона к концу ТВО по режимам, близким к общепринятому (2+3+6+2 ч при $t_{из} = 80^\circ\text{C}$), составляли 65...70 % прочностных показателей бетона, твердевшего 28 сут в нормальных условиях.

С учетом особенностей развития процессов структурообразования шлакощелочных систем в условиях теплового воздействия [4, 5] разработан режим ТВО с температурой изотермического прогрева 50...65 °С (в зависимости от вида щелочного компонента), при котором за 8...12 ч прочность бетона достигает 65...80 % R_{28} .

Такой способ ТВО позволяет уменьшить развитие деструктивных процессов в период прогрева бетона и при последующем твердении повысить дисперсность, однородность и упорядоченность структуры камня вяжущего и бетона. При температуре 50...65 °С образуются термодинамические более устойчивые гидратные новообразования и формируется большее количество гидратов волокнистой структуры. Наличие в твердеющей системе волокнистых гидратных фаз и меньшая дефектность структуры бетона обеспечивают повышенные физико-механические характеристики материала [7].

Таблица 2

Щелочной компонент	Режим ТВО	Температура изотермического прогрева, °С	Прочность бетона, МПа, после		
			пропаривания	пропаривания через 28 сут нормального твердения	28 сут нормального твердения
Метасиликат натрия	3+0+3	80	92,3	98,8	96,0
Дисиликат натрия	3+0+3	80	102,2	107,0	100,0
Промышленное жидкое стекло	4+0+3	95	74,8	86,7	82,5
Содощелочной плав	4+0+3	95	49,6	57,2	54,3
Кальцинированная сода	4+0+3	95	42,8	52,1	48,0

Таблица 3

Щелочной компонент	Время	Температура прогрева, °С	Прочность бетона, МПа		
			после ТВО	после ТВО через 28 сут нормального твердения	через 28 сут нормального твердения
Метасиликат натрия	1,5/0,5	35/80	98,1	98,9	96,0
Дисиликат натрия	1,5/0,5	35/80	104,1	108,2	100,0
Промышленное жидкое стекло	2,5/1,5	40/90	75,9	85,4	82,5
Содощелочной плав	2,5/1,5	40/90	49,7	58,3	54,3
Кальцинированная сода	2,5/1,5	40/90	43,9	53,3	48,0

Примечание. Перед чертой — на I ступени изотермического прогрева бетона, после черты — на II.

Таблица 4

Режим ТВО	Температура изотермического прогрева, °С	Прочность на осевое сжатие, МПа	Призмная прочность, МПа	Модуль упругости, $E_s \times 10^{-3}$, МПа	Деформация усадки, $E_{sh} \times 10^{-5}$, МПа	Деформация ползучести, $E_{cr} \times 10^{-5}$, МПа	Мера ползучести $C_p(t) \times 10^{-5}$, МПа
		кратковременные испытания на 28 сут после ТВО			длительные испытания в течение 360 сут		
3+6+3 (стандартный режим)	95	46,5	29,8	22,8	39,9	109,8	12,2
5+0+3	95	47,2	34,0	29,8	—	—	—
4+5+3	80	45,9	33,3	32,4	23,4	84,8	8,5
3+5+3	65	48,3	34,2	35,6	14,5	61,2	5,1

Примечание. Щелочной компонент — содощелочной плав.

Разработанные режимы ТВО позволяют варьировать деформативность шлакощелочных бетонов и получать их с заданными упругопластическими свойствами. Об этом свидетельствуют данные табл. 4, полученные при испытании шлакощелочного бетона под действием кратковременных и длительных сжимающих нагрузок.

Образцы подвергали ТВО по стандартному режиму и по предложенным ускоренным режимам. При этом скорость подъема температуры греющей среды составляла соответственно 25 и 15 °С/ч, температура изотермического прогрева — 95...65 °С.

Анализ экспериментальных данных показал, что прочностные характеристики шлакощелочного бетона, в основном, зависят от скорости нагрева бетона. Повышение температуры греющей среды от 65 до 95 °С и увеличение про-

должительности изотермического выдерживания от 0 до 6 ч практически не повышает прочность на осевое сжатие и призмную прочность бетона.

Деформативные характеристики и упругопластические свойства шлакощелочного бетона, в основном, зависят от температуры изотермического прогрева бетона. Наиболее высокие значения модуль упругости достигает при 65 °С. Это объясняется тем, что при данной температуре изотермического прогрева создаются наиболее благоприятные условия для ускоренного формирования бездефектной структуры материала, что положительно сказывается на свойствах шлакощелочного бетона. Модуль упругости бетона, подвергаемого ТВО при 65 °С, увеличился в 1,56 раза по сравнению с бетоном, пропариваемым по стандартному режиму при 95 °С. Деформация ползучести шлакощелоч-

ного бетона уменьшилась в 1,79 раза, деформация усадки и мера ползучести — более чем в 2 раза (см. табл. 4).

Для тяжелых портландцементных бетонов класса В35 деформация усадки составляет $40 \cdot 10^{-5}$, а мера ползучести — $7,5 \cdot 10^{-5}$ МПа⁻¹ (СНиП 2.05.03-84). После ТВО шлакощелочного бетона соответствующей марки по разработанному режимам достигаются деформации усадки, которые ниже, чем для портландцементного бетона, а мера ползучести находится в пределах значений для портландцементного бетона (см. табл. 4).

Таким образом, ТВО шлакощелочных бетонов по режиму 3+6+3 ч ($t_{из} = 80 \dots 95^\circ\text{C}$), который является стандартным для портландцементных бетонов, нецелесообразен для рассматриваемых бетонов, так как ухудшает структуру и физико-механические свойства материала, а также увеличивает энергозатраты.

При изучении мелкозернистых бетонов установлено, что для их эффективной тепловлажностной обработки можно применять сокращенные режимы. При этом прочностные показатели бе-

тона зависят от вида шлака и плотности раствора щелочного компонента (от снижения на 25 % для бетонов на основе никелевого шлака до повышения на 15 % для бетонов на основе доменных кислых шлаков при сокращении длительности ТВО в 2 раза по сравнению со стандартным режимом).

Внедрение в производственных условиях разработанных режимов ТВО для получения шлакощелочных бетонов отпущной и марочной прочности позволило сократить продолжительность обработки с 12...14 до 6...7 ч или понизить температуру изотермического прогрева с 95 до 50...65 °С. При этом энергоемкость ТВО шлакощелочных бетонов сократилась на 8...33,8 кг усл. топл. на 1 м³ бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Щелочные и щелочно-щелочноземельные гидравлические вяжущие и бетоны / Под ред. В. Д. Глуховского. — Киев: Вища школа, — 1979. — 232 с.
2. Кокшарев В. Н., Яковина А. П., Тюменев А. Р. Эффективность шлакощелочных вяжущих и бетонов // Цемент. — 1985. — № 11. — С. 21.

3. Гранковский И. Г. Структурообразование в минеральных вяжущих системах. — Киев: Наукова думка, 1984. — 300с.
4. Гидратация и структурообразование шлакощелочного вяжущего / И. Г. Гранковский, В. Д. Глуховский, В. В. Чистяков и др. // Неорганические материалы. Изв. АН СССР. — 1982. — Т. 18. — № 6. — С. 1038—1043.
5. Гоц В. И., Чистяков В. В., Стефанов Б. В. Исследование процессов твердения шлакощелочного вяжущего и бетона на его основе в условиях тепловлажностной обработки // Рациональное использование шлаков и продуктов шлакопереработки в строительстве. — Воронеж: Центрально-Черноземное книжное изд. — 1982. — С. 134—137.
6. А. с. 903360 СССР, МКИ³ В 28 В 11/04. Способ изготовления бетонных изделий / В. Д. Глуховский, В. И. Гоц, В. Н. Кокшарев, Г. В. Румына (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 5.
7. Гоц В. И., Румына Г. В., Кокшарев В. Н. Влияние условий твердения на физико-механические свойства шлакощелочных бетонов // Шлакощелочные цементы, бетоны и конструкции (Тез. докл. II Всесоюзной научно-практической конференции) — Киев: 1984. — С. 217—218.

Вопросы качества

УДК 693.547.3

В. Я. ГЕНДИН, канд. техн. наук, Т. А. ТОЛКЫНБАЕВ, инж. (ЦМИПКС при МИСИ)

Повышение качества бетона в результате снижения температурных градиентов

Известно, что на качественные показатели бетона сборных изделий и монолитных конструкций, подвергнутых электротермообработке, влияют параметры температурного режима. В СНиП 3.03.01-87 и других документах* нормированы скорость подъема температуры, температура изотермического прогрева и скорость остывания бетона. Однако из литературных источников следует, что выдерживание предельно допустимых значений этих параметров во многих случаях не обеспечивает набор бетоном высокой прочности. Экспериментами установлено, что значительное влияние на свойства прогретых изде-

лий и конструкций оказывают температурные градиенты в бетоне в процессе электротермообработки.

Особые требования к качеству бетона предъявляются в основном по показателям морозостойкости и водонепроницаемости. Поэтому для определения фактических температурных градиентов при электротермообработке железобетонных конструкций подвергли электропрогреву фрагменты балок-ростверков, эксплуатируемых при сильном увлажнении и многократном замораживании и оттаивании в конструкциях 9-этажных крупнопанельных домов, сооружаемых в Якутске, а также фрагменты стенки резервуара-отстойника, испытывающей избыточное давление воды. Бетонную смесь с $O. K. = 4 \dots 6$ см и $B/C = 0,52 \dots 0,6$ приготавливали на низко- и среднеалюминатных портландцементных

марок 400 и 500 Старооскольского, Брянского и Воскресенского заводов. Для фрагментов применяли бетоны классов В15 и В22,5. При прогреве использовали пластинчатые, а также стержневые электроды с шахматным расположением или плоские электродные группы. Скорость подъема температуры бетона 5...20 °С/ч, температура изотермического прогрева 60 или 80 °С. Температуру бетона измеряли в разных точках фрагментов термопарами. Кроме того, использовали данные о температурных градиентах при электротермообработке железобетонных конструкций, полученные другими исследователями.

Установлено, что в опытах авторов максимальные температурные градиенты в прогреваемых железобетонных конструкциях 5,7 °С/см наблюдаются при скорости подъема температуры бетона

* Пособие по тепловой обработке бетона сборных железобетонных конструкций и изделий (к СНиП 3.09.01—85). — М.: Стройиздат. — 1989. — 49 с.

20 °С/ч. Образцы-кубы с ребром 10 см прогревали также при различных максимальных температурных градиентах, применяя разные схемы подведения теплоты. При электропрогреве образцов в специальных формах с текстолитовым поддоном и перегородками со стальными продольными бортами, служившими пластинчатыми электродами, максимальные градиенты не превышали 0,6 °С/см. При обогреве ТЭНами, размещенными под поддонами форм, средние максимальные градиенты составили 0,6...1,6 °С/см. Большие значения максимальных градиентов (1,6...4 °С/см) отмечались при электропрогреве образца одиночным стержневым электродом, вертикально установленным в центре и подключенным к одной фазе понижающего трансформатора, при этом стальную форму подключали к другой фазе. Верхнюю поверхность фрагментов и образцов укрывали полимерной пленкой и утепляли. Испытания образцов проводили по методикам действующих ГОСТов. Для определения морозостойкости бетона испытывали керны, высверленные из бетона фрагментов в зонах с разными температурными градиентами. Коэффициент фильтрации бетона находили при пересчете показателя воздухопроницаемости, полученного при лабораторных экспериментах. Скорость распространения ультразвука в бетоне образцов устанавливали с помощью прибора «Бетон-12».

Основные результаты экспериментов приведены на рис. 1, 2. Прочность образцов при сжатии и растяжении, а также морозостойкость, на которую влияет прочность, существенно зависят от максимальных температурных градиентов при электротермообработке бетона. Расчетами установлено, что в принятом диапазоне технологических параметров на показатели первой группы температурные градиенты влияют сильнее, чем скорость подъема температуры и температуры изотермического прогрева. Из рис. 1 видно, что увеличение градиентов с 0,18...4 °С/см приводит к недобору прочности при сжатии и растяжении, а также заметно снижается морозостойкость.

Из рис. 2 следует, что пористость бетона и связанные с ней водопоглощение и коэффициент фильтрации, а также скорость распространения ультразвука в бетоне мало изменяются с увеличением температурных градиентов в процессе прогрева. Статистическая обработка показала, что эти изменения незначимы, и можно считать, что вторая группа качественных показателей бетона практически не зависит от температурных градиентов при электротермообработке в диапазоне до 4 °С/см.

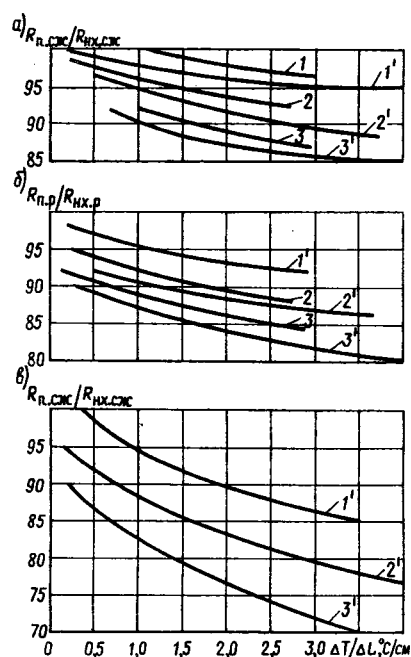


Рис. 1. Отношение показателей прочности прогретых образцов и нормального хранения
а — сжатие; б — растяжение; в — при сжатии после испытания бетона на морозостойкость; 1...3 — скорость подъема температуры 5; 12,5 и 20 °С при $t_{из}=60^{\circ}$; 1'...3' — то же, при 80 °С

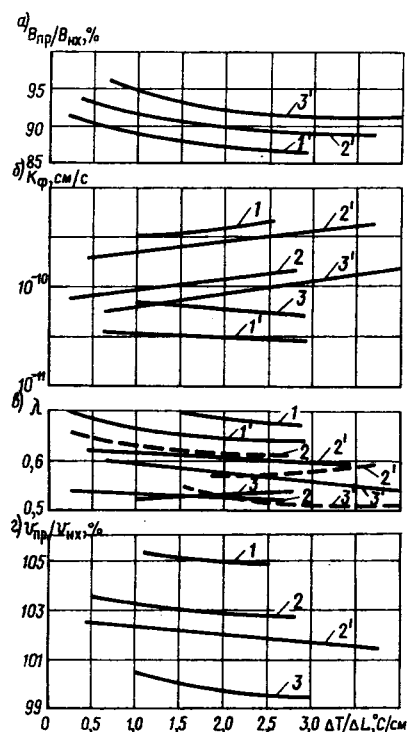


Рис. 2. Показатели бетона, зависящие от структуры порового пространства и плотности материалов в контактных зонах
а — отношение водопоглощения прогретых образцов и нормального хранения; б — коэффициент фильтрации; в — однородность размеров пор и доля открытых некапиллярных пор; г — отношение скорости распространения ультразвука в прогретых образцах и нормального хранения; 1...3, 1'...3' см. рис. 1. — — — показатель однородности размеров пор; — — — доля открытых некапиллярных пор

Выявленные зависимости показателей бетона температурных градиентов объясняются тем, что при неравномерном температурном поле в твердеющем бетоне возникают неравномерные температурные деформации, а после остывания — остаточные температурные напряжения. Эти напряжения тем значительнее, чем выше температурные градиенты в конструкции или образцах. В разных зонах конструкции или образцов остаточные напряжения могут быть сжимающими или растягивающими. Образцы, испытанные на прочность при сжатии и растяжении, разрушаются при тем меньших нагрузках, чем больше остаточные напряжения в бетоне. Таким образом, прочность бетона обратно пропорциональна температурным градиентам.

В ходе экспериментов определяли температурные градиенты в период подъема температуры и в первые часы изотермического прогрева. Именно в это время бетон набирает прочность наиболее интенсивно, что приводит к фиксации температурных деформаций в бетоне и к появлению в дальнейшем остаточных напряжений.

Остаточные температурные напряжения в диапазоне исследованных температурных градиентов не достигают, по-видимому, критических значений, вызывающих образование микродефектов в бетоне, заметно ухудшающих структуру его порового пространства. Кроме того, в период 28-суточного выдерживания образцов в нормальных условиях перед испытаниями исчезают микродефекты вследствие протекания гидратационных процессов. Поэтому показатели структуры бетона и связанные с ними водопоглощение и коэффициент фильтрации практически не зависят от температурных градиентов.

Остаточные сжимающие и растягивающие напряжения в бетоне вызывают деформации сжатия и растяжения в контактных зонах между твердыми частями материала. При этом изменяется плотность структуры в этих зонах, в результате скорость распространения ультразвука в бетоне не остается постоянной. Кроме того, остаточные температурные напряжения разных знаков появляются после остывания твердеющего бетона вследствие неоднородности, т. е. из-за различия величин и коэффициентов объемного температурного расширения твердых компонентов. По-видимому, уплотнение структуры и возникающие микродефекты (разуплотнение структуры) в контактных зонах в объеме конструкции или образцов в значительной степени взаимно компенсируются, в результате чего скорость распространения ультразвука в бетоне

Показатель	% прочности контрольных образцов	Предельно допустимые температурные градиенты в бетоне, °С/см, при скорости подъема температуры, °С/ч		
		5	12,5	20
Прочность при сжатии	95	4,0/3,4	1,5/0,9	—
	90	4,0/4,0	4,0/2,7	1,6/1,0
	85	4,0/4,0	4,0/4,0	4,0/4,0
Прочность при растяжении	95	—/1,2	0,2/—	—
	90	—/4,0	1,7/1,2	0,66/0,2
	85	—/4,0	4,0/4,0	2,4/1,5
Морозостойкость	95	—/0,95	—/0,12	—

Примечание. Перед чертой — $t_{из}=60$, после черты — 80°C

практически не зависит от температурных градиентов.

Очевидно, что максимальные температурные градиенты в бетоне в процессе прогрева следует нормировать в случаях, когда к бетону предъявляются повышенные требования по морозостойкости и ограничен недобор прочности

в процессе электротермообработки (см. таблицу).

Предельно допустимые температурные градиенты определены в таблице для трех уровней прочности бетона при сжатии и растяжении с минимальным значением 85 % прочности контрольных образцов в соответствии с ГОСТ

10180—78*. Для морозостойкости приведен только один уровень, равный 95 % показателя контрольных образцов, что соответствует ГОСТ 10060—87.

Для уменьшения температурных градиентов рекомендуется использовать оптимальные схемы размещения электродов, меньшие напряжения на электродах, большие расстояния между электродами и арматурой, эффективную теплоизоляцию прогреваемых конструкций, укрытие гидроизоляционным материалом неопалубленной поверхности бетона с целью уменьшения его охлаждения при испарении воды, а также выполнять другие технологические мероприятия.

Выдерживание предельно допустимых значений температурных градиентов в процессе электротермообработки обеспечит заметное повышение прочности и морозостойкости бетона.

УДК 666.97.037

Б. Н. СУСЛИН, канд. техн. наук (Инженерно-технический центр Росагропромстроя)

Геометрия распалубочных уклонов рельефообразующих матриц

В настоящее время в инженерно-техническом центре Росагропромстроя серьезное внимание уделяют выразительности и разнообразию наружной отделки зданий. При этом рельефная отделка получает широкое распространение в крупнопанельном домостроении. Часто проектируют изделия, имеющие по периметру лицевой поверхности глубокий выступающий гребень, а на поверхности — сложный рельеф. Одним из основных технологических требований можно считать распалубочный уклон рельефных поверхностей.

Установлено, что не правильно принятые уклоны рельефов не позволяют распалубить изделие из формы без разрушения. Это особенно проявляется при использовании рельефообразующей оснастки (матрицы) из жестких материалов, таких, как металл, железобетон, стеклопластик, заливочные композиции на основе эпоксидных смол, листовые пластмассы и т. д. и в случае, когда рельефные изделия распалубивают за две петли из горизонтального положения или на кантователе.

При такой распалубке движение всех точек изделия, включая рельеф, происходит по окружности вокруг точки опоры и, если радиус поворота неко-

торых из них не вписывается в принятый уклон граней жесткой матрицы (формы), то происходит разрушение.

На условия распалубки в первую очередь влияют грани рельефа матрицы, параллельные или расположенные под углом к продольным бортам формы, плоскость которых наклонена в сторону монтажных петель (рис. 1).

Простыми геометрическими построениями доказана возможность использования для расчета минимально допустимых распалубочных уклонов этих граней равноценные тригонометрические формулы:

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\pi}{2} + \arctg \frac{a}{b}; \\ \alpha &= \frac{\pi}{2} + \arccos \frac{b}{c}; \\ \alpha &= \frac{\pi}{2} + \arcsin \frac{a}{c},\end{aligned}\quad (1)$$

где α — минимально допустимый распалубочный уклон рельефа; c — кратчайшее расстояние между осью поворота панели и местом, где требуется определять распалубочный уклон, (см. рис. 1); a — кратчайшее расстояние от оси поворота изделия до плоскости поддона (матрицы); b —

горизонтальная проекция c на плоскость поддона.

С помощью этих формул распалубочный уклон предлагается определять у горизонтальных (наклонных) граней рельефа, расположенных ближе всего к оси поворота панели (см. рис. 1), поскольку допустимый уклон граней, расположенных ближе к монтажным петлям, всегда меньше.

Распалубочный уклон можно установить не только аналитически, но и графически. Для этого ось поворота панели соединяют с нижним основанием грани на поддоне, т. е. с местом, где необходимо определить уклон и этим радиусом проводят дугу до пересечения с поддоном (рис. 2). Затем из точки пересечения проводят касательную к окружности, которая одновременно является перпендикуляром к этому радиусу. Уклон наклона касательной к поддону (против часовой стрелки) будет минимально допустимым распалубочным уклоном. Он всегда находится в пределах $\pi/2 \dots \pi$ ($90 \dots 180^{\circ}$) (см. рис. 2).

При распалубке рельефных изделий за две петли на кантователе кроме распалубочного уклона необходимо учитывать угол поворота кантователя,

поскольку изделия с глубоким рельефом или гребнем можно снять только при определенных углах поворота кантователя (рис. 3). Этот угол можно рассчитывать по любой формуле:

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \arctg \frac{x}{y};$$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{x}{z}; \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \arccos \frac{y}{z},$$

где β — требуемый угол поворота кантователя для данных условий (отсчитывается по часовой стрелке (см. рис. 3); x — глубина рельефа изделия (по вертикали); y, z — расстояние от места расположения рельефа на поддоне до оси поворота панели (по горизонтали) и до точки поворота панели.

Расчет требуемых углов поворотов кантователя произведен из условия, что панель поднимают строго вертикально.

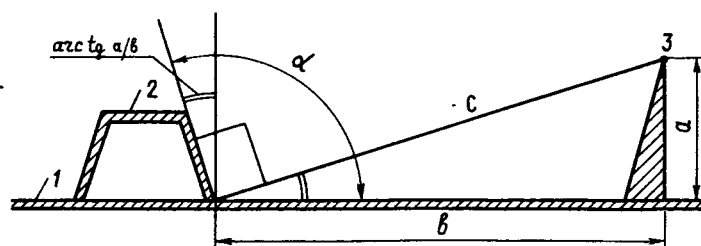


Рис. 2. Геометрические построения для определения угла наклона рельефа графическим методом

1 — поддон; 2 — рельеф; 3 — точка поворота

Рис. 3. Исходные геометрические размеры для получения формул в случае распалубки изделия на кантователе

1 — точка поворота

В таблице приведены вычисленные допустимые распалубочные уклоны и углы поворота кантователя для различных глубин рельефа и мест его нахождения на поддоне формы (матрицы).

Если $x \leq a$, то угол поворота кантователя β и допустимый распалубочный угол α связаны между собой простой зависимостью

$$\beta = 180 - \alpha. \quad (3)$$

В настоящее время инженерно-технический центр Росагропромстроя оказывает научную и практическую помощь заводам строительной индустрии по внедрению технологии отделки с помощью рельефообразующих матриц из различных материалов.

Выводы

Сведения по расчету распалубочных уклонов изделий и углов поворота кан-

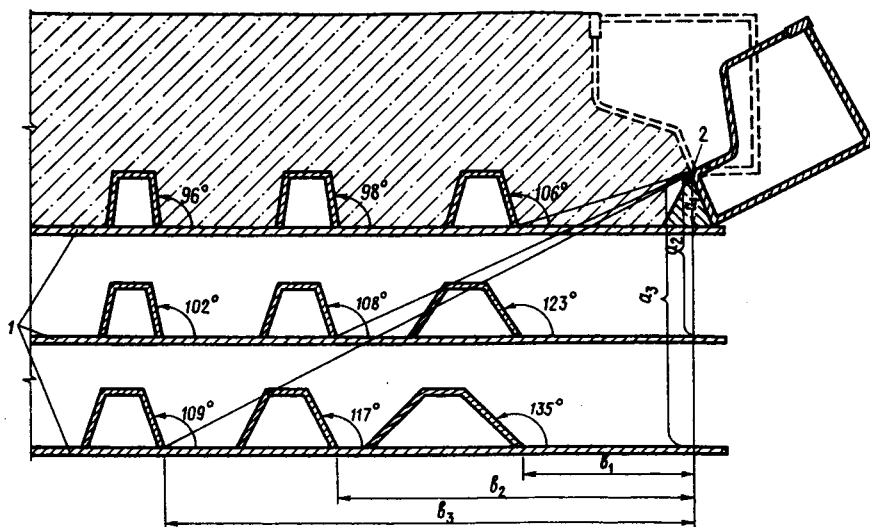
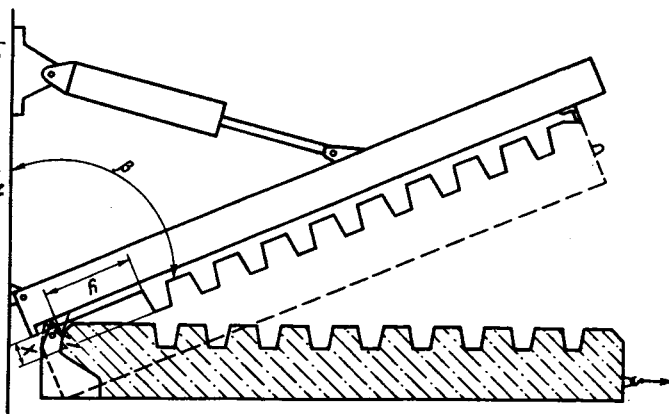


Рис. 1. Исходные геометрические размеры для получения формул при распалубке железобетонных изделий с рельефной отделкой из горизонтального положения

1 — условный уровень поддона относительно точки поворота панели; 2 — точка поворота



b, мм	Уклоны и углы поворота, °, при a, мм					
	0	30	50	100	200	250
50	90	122 ¹	136 ^{1, 2}	155 ^{1, 2}	167 ^{1, 2}	170 ^{1, 2}
	90	58	44	25	13	10
100	90	108	117 ¹	136 ¹	155 ^{1, 2}	159 ^{1, 2}
	90	72	63	44	25	21
200	90	100	105	118 ¹	136 ^{1, 2}	142 ^{1, 2}
	90	80	75	62	44	38
300	90	97	101	110	125 ¹	131 ¹
	90	83	79	70	55	49
500	90	95	97	103	113 ¹	118 ¹
	90	85	83	77	67	62
1000	90	93	94	97	103	105
	90	87	86	83	77	75
1500	90	93	94	95	99	101
	90	87	86	85	81	79
2000	90	92	93	94	97	99
	90	88	87	86	83	81
3000	90	92	93	94	96	97
	90	88	87	86	84	83

Примечания: 1. Распалубочные уклоны, при которых кантователь поворачивается на угол $< 72^\circ$. 2. То же — $< 45^\circ$. 3. Над чертой — распалубочные уклоны, под чертой — углы наклона кантователя.

тователя в условиях распалубки за две петли могут быть полезны специалистам, работающим в области проектирования и изготовления железобетон-

ных изделий, формирующей оснастки и рельефообразующих матриц.

Рельефы, которые нельзя распалубить на типовом кантователе, реко-

мендуется распалубивать за четыре петли из горизонтального положения. Для этого изделие необходимо рассчитать на соответствующие нагрузки и дополнительно армировать. Распалубочный уклон в этом случае принимают 1:10 или 1:15. При глубине рельефа 150 мм и более уклон должен быть

не менее 100°.

С целью компенсации качества изготовления оснастки и чистоты обработки рабочей поверхности рельефообразующих матриц на практике расчетные распалубочные уклоны целесообразно увеличивать на 1...2°.

Для обеспечения распалубки изделий

с различным месторасположением и глубиной рельефа на кантователе необходимо, чтобы в конструкции последнего предусматривалась возможность обратного его отвода от фиксированного угла до горизонтального положения или ось его поворота была вынесена выше верхней грани матрицы.

Конструкции

УДК 624.012.35.072.042.5

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ), Э. Ф. ПАНЮКОВ, канд. техн. наук, В. Н. АЛЕКСЕЕНКО, инж. (Симферопольский филиал Днепропетровского инженерно-строительного ин-та)

Прочность железобетонных балок при действии поперечных сил после пожара

Значительную часть железобетонных конструкций, не обрушившихся во время пожара или при его тушении, можно использовать для дальнейшей эксплуатации после усиления, а в некоторых случаях косметического ремонта, поскольку материалоемкость и трудоемкость восстановления таких конструкций ниже демонтажа и установки новых. Точная оценка эксплуатационных свойств конструкций, подвергавшихся пожару, позволяет разрабатывать эффективные способы их восстановления.

В настоящее время действуют нормативные материалы, регламентирующие расчет прочности железобетонных конструкций при нагреве: СНиП 2.03.04—84, [1...3], в том числе устанавливающие прочность наклонных сечений на действие поперечных сил.

Экспериментами [4] выявлены существенные различия между опытной и теоретической разрушающими нагрузками, вычисленными по этим документам для свободно опертых балок после пожара.

Прочность железобетонных балок при действии поперечных сил после пожара, вычисленная по нормам $Q_{ie,1}$, значительно ниже опытной $Q_{ie,sp}$. Это связано с тем, что в расчете учитывают снижение физико-механических характеристик бетона и арматуры в условиях циклического технологического высокотемпературного нагрева.

Прочность наклонных сечений $Q_{ie,2}$ [1, 2] оказалась одинаковой и выше опытной. Это объясняется тем, что

в расчете учтено изменение физико-механических характеристик бетона и арматуры при кратковременном нагреве по стандартному температурному режиму пожара, но не учтено изменение совместной работы поперечной арматуры с бетоном после нагрева. Прочность наклонных сечений $Q_{ie,3}$ [3] также оказалась выше опытной, поскольку в расчете учитывается изменение физико-механических характеристик бетона и арматуры после нагрева по стандартному температурному режиму пожара, но не учитывается изменение совместной ра-

боты поперечной арматуры с бетоном, и фактический процесс образования критической наклонной трещины во время пожара. Определение длины горизонтальной проекции опасной наклонной трещины с учетом физико-механических характеристик материалов после нагрева неоправданно.

Высокотемпературный нагрев снижает прочность железобетонных конструкций после пожара не только вследствие изменения прочности и деформативности материалов, изменения схемы работы, уменьшения размеров сечения, но и в значительной мере ввиду нарушения сцепления арматуры с бетоном, определяющего их совместную работу.

Особенность деформирования поперечных стержней в балках, испытанных до нагрева, заключается в неравномерности распределения деформаций по длине стержня. Максимальные деформации растяжения возникают в местах пересечения поперечных стержней наклонной трещиной и достигают предельных значений. С удалением от этого места деформации резко снижаются и по концам стержней, пересекающих наклонную трещину, близки к 0. Это подтверждается разрушением балок с минимальной интенсивностью поперечного армирования, допускаемой СНиПом. Разрушение сопровождалось разрывом стержней поперечной арматуры в местах пересечения их наклонной трещиной (рис. 1). Зона максимальных деформаций l_{sw} при этом определялась шириной раскрытия и

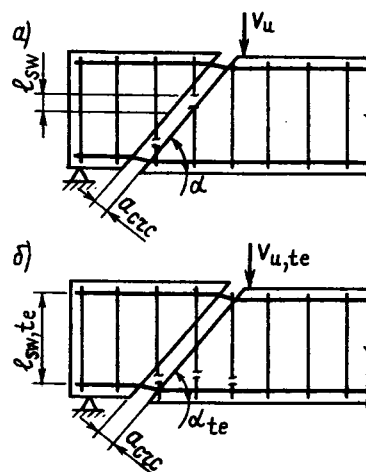


Рис. 1. Зона максимальных деформаций, разрыв по сечению и отрыв по сварке поперечных стержней при разрушении балок

а — до нагрева; б — после нагрева

углом наклона критической наклонной трещины $\alpha_{кр}$.

В балках, испытанных после нагрева, деформации растяжения более равномерно распределяются по длине поперечных стержней, что объясняется нарушением сцепления поперечной арматуры с бетоном после нагрева. Разрушение таких балок сопровождалось отрывом поперечных стержней по сварным соединениям с продольной арматурой, а в некоторых случаях разрывом поперечных стержней по сечению у сварных соединений. Зона максимальных деформаций $l_{sw,te}$ характеризовалась длиной поперечных стержней и степенью нарушения их сцепления с бетоном после нагрева (см. рис. 1). Нарушение сцепления поперечной арматуры с бетоном следует учитывать введением коэффициента условий работы поперечной арматуры в зоне действия поперечных сил после нагрева $\gamma_{sl,te}$.

Исследованиями [4] установлено, что наиболее существенно на совместную работу поперечной арматуры и бетона при действии поперечных сил влияет температура контактного слоя поперечной арматуры с бетоном t_{sw} .

Коэффициенты условий работы поперечной арматуры находили вариационным методом на основе результатов экспериментов. Установлены функциональные зависимости между предельными напряжениями в поперечной арматуре при разрушении балок от действия поперечной силы после нагрева $\sigma_{sw,te}$ и температурой контактного слоя t_{sw} , достигнутой при нагреве

$$\gamma_{sl,te} = \frac{\sigma_{sw,te}}{\sigma_{sw}}, \quad (1)$$

где $\sigma_{sw,te}$, σ_{sw} — средние предельные напряжения в поперечной арматуре при разрушении балок после нагрева и без него.

$\gamma_{sl,te}$ и соответствующие им t_{sw} распределяются по нормальному закону.

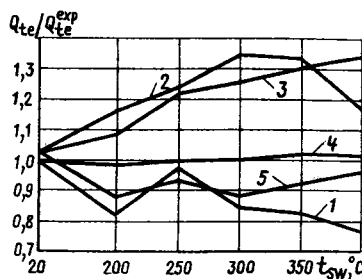


Рис. 2. Сравнение результатов расчета с опытными данными

1 — $Q_{te,1}/Q_{te}^{exp}$; 2 — $Q_{te,2}/Q_{te}^{exp}$; 3 — $Q_{te,3}/Q_{te}^{exp}$; 4 — $Q_{te,4}/Q_{te}^{exp}$; 5 — $Q_{te,5}/Q_{te}^{exp}$

Наиболее просто и достаточно точно взаимосвязь между $\gamma_{sl,te}$ и t_{sw} описывается линейной функцией

$$\gamma_{sl,te} = 1 - 1,2 \cdot 10^{-3} t_{sw}, \quad (2)$$

где t_{sw} — температура контактного слоя, °C.

Прочность $Q_{te,4}$, вычисленная по двублочной модели [5], с включением коэффициентов изменения прочности бетона на сжатие, модулей упругости бетона и арматуры после нагрева по стандартному температурному режиму пожара, приведены в источнике [3]. $\gamma_{sl,te}$, подсчитанные по формуле (2), достаточно хорошо совпадают с результатами опытов (см. таблицу).

Расчет производили из совместного решения трех уравнений равновесия внутренних и внешних продольных сил и моментов для блока железобетонного элемента, выделенного наклонным сечением

$$\left. \begin{aligned} \sum N_{te} &= 0; \\ \sum Q_{te} &= 0; \\ \sum M_{te} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Для балок прямоугольного сечения до нагрева коэффициенты полноты эпюры двублочной модели $\omega_1=1$; $\omega_2=0,6$; $\omega_3=1$; $\omega_7=1$, после нагрева $\omega_1=1$; $\omega_2=0,5$; $\omega_3=1$; $\omega_7=1$. Хорошее совпадение результатов расчета по двублочной модели с опытными объясняется

использованием более общих характеристик сопротивления элемента — эпюры напряжений (рис. 2). При этом учитывается фактическая работа железобетонного элемента, связанная с образованием и развитием нормальных и наклонных трещин при пожаре и неупругой работой материалов после него. Следует отметить, что до сих пор еще не найдено приемлемого решения этой задачи [6]. Для практических инженерных расчетов целесообразно использовать приближенные методы.

Прочность $Q_{te,5}$, подсчитанная по СНиПу с включением коэффициентов изменения прочности бетона на растяжение после нагрева по стандартному температурному режиму пожара [3], и коэффициентов $\gamma_{sl,te}$, лучше совпадает с результатами опытов, чем значения, определенные по нормам [1...3]. Эта методика расчета прочности наклонных сечений на действие поперечных сил учитывает не только изменение физико-механических характеристик бетона и арматуры после пожара, но и изменение совместной работы поперечной арматуры с бетоном после нагрева в зоне действия поперечных сил. Ее применение повышает надежность оценки остаточной несущей способности железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил и позволяет значительно сократить материальные и трудовые затраты при восстановлении зданий и сооружений после пожара.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат.— 1986.— 40 с.
2. Инструкция по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных конструкций на основе новых требований строительных норм и правил.— М.: ВНИИПО МВД СССР.— 1982.— 452 с.
3. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром.— М.: Стройиздат.— 1987.— 80 с.
4. Панюков Э. Ф., Алексеенко В. Н. Влияние поперечного армирования и плеча среза на разрушение железобетонных балок после воздействия пожара // Обеспечение огнестойкости зданий и сооружений при применении новых строительных материалов и конструкций / Мат. семинара МДНТП.— М.: МДНТП.— 1988.— С. 124—130.
5. Залесов А. С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория, новые методы расчета прочности: Автореферат дис. ... д-р техн. наук.— М., 1980.— 46 с.
6. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А. С. Залесов, Э. Н. Кодыш, Л. Л. Лемыш, И. К. Никитин. М.: Стройиздат.— 1988.— С. 120—132.

$T_{sw},$ °C	Прочность наклонных сечений, кН					
	Q_{te}^{exp}	$Q_{te,1}$	$Q_{te,2}$	$Q_{te,3}$	$Q_{te,4}$	$Q_{te,5}$
20	113 100	108,3 108,3	108,3 108,3	108,3 108,3	105,5 106,9	108,3 108,3
200	103 88	77,3 77,3	108,3 108,3	100,4 100,4	89,8 89,1	83,3 83,3
250	81,7	80,7	99,5	100,4	79,9	77,7
300	79,3 85,5	68,4 68,4	102,9 102,9	97,2 94,7	79,4 78,0	69,7 68,3
350	75,6	61,9	99,8	98,8	77,9	69,0
400	63,9 68,2	52,1 52,1	78,1 78,1	86,5 88,9	65,9 67,5	62,6 64,1

П. Ф. ДРОЗДОВ, д-р техн. наук, проф., Н. И. СЕНИН, канд. техн. наук,
В. Ю. КИЯШКО, инж. (МИСИ)

Новая конструкция монолитных многоэтажных зданий

В сложных пространственных железобетонных системах вследствие трехмерности всех ее элементов возникают эффекты, учет которых позволяет значительно уменьшить расход арматуры по сравнению с требуемым по традиционному расчету [1]. Это распоры, которые для одномерных стержневых и двумерных пластинчатых расчетных схем не рассматриваются. Однако установлено, что для многоэтажного монолитного здания учет распора в перекрытиях позволяет в несколько раз снизить расход стали по сравнению с нормативами [2].

В новом конструктивном решении* внутренние распоры в несущей системе многоэтажного здания воспринимаются преднапряженными железобетонными брусками, укладываемыми при бетонировании стен по периметру в уровне низа перекрытия каждого этажа (рис. 1). Для усиления эффекта распора в плоскости перекрытий их выполняют из напрягающего бетона. При твердении этого бетона вся плита интенсивно сжимается в своей плоскости, и расположенные по ее периметру бруски вместе со стенами воспринимают растяжение — распор. Изгибные напряжения от расчетной вертикальной нагрузки малы по сравнению с этим сжа-

Фрагмент	Пролет плиты в плане, м	Толщина плиты, мм	Кубиковая прочность бетона, МПа		Марка напрягающего цемента перекрытия	Расход цемента на 1 м ³ , кг	Бруски преднапряженные		Разрушающая нагрузка с учетом массы плиты, кН/м ²
			стен	перекрытия			сечение	арматура	
1	2×2	70	30,0	25,8	40	400	50×50	1Ø10 Ат-V	45,0
2	3,5×3,5	140	22,2	15,33	20	305	80×100	1Ø12 К-7	13,2
3	3,5×3,5	140	23,2	13,98	20	305	80×100	1Ø12 К-7	25,8

тием, поэтому не возникает растяжения в нижней зоне плиты, что исключает ее армирование.

Преднапряженные бруски кроме восприятия распора от перекрытий служат также горизонтальными связями-стяжками между стенами. Это делает не нужным традиционное армирование монолитных стен для зданий высотой до 16 этажей при классе бетона стен В5...В7,5. Таким образом, всю арматуру перекрытия и стен дома заменяют преднапряженными брусками, уложенными по периметру всех стен на отметке низа каждого перекрытия.

В МИСИ испытали три фрагмента зданий описанной конструкции (рис. 2, см. таблицу).

Фрагменты 1, 3 имели вуты по периметру плит и были монолитно соединены со стенами, во фрагменте 2 плита без вутов свободно лежала на стенах. Во всех фрагментах не отмечалось повреждений при расчетной нагрузке. Фрагмент 1 удалось разрушить только

сосредоточенной нагрузкой 85 кН в центре плиты, два других разрушили равномерно распределенной нагрузкой (см. таблицу). Во всех случаях разрушение происходило с образованием трещин в виде «конверта» на нижней поверхности плиты, вертикальных трещин в неармированных перемычках и в углах пересечения стен. Причем в первом и третьем случае не отмечалось резкого обрушения плиты. При исчерпании несущей способности плита постепенно опускалась на страховочное устройство при сохранении относительно постоянного уровня нагрузки. При уменьшении нагрузки рост прогиба плиты замедлялся или стабилизировался. При снятии нагрузки в процессе испытания и даже в стадиях после образования трещин уменьшались прогибы с частичным закрытием трещин.

Характер разрушения определил выбор расчетной схемы плиты, находящейся под действием вертикальной внешней нагрузки и внутренних распоров по всему периметру (рис. 3). Рассматривая равновесие любого треугольного диска, можно записать

$$Fd = Se, \quad (1)$$

где F — внешняя нагрузка на диск: $F = 0,25qa^2$; q — то же, на 1 м² поверхности плиты; d — расстояние от центра диска до наружной кромки плиты: $d = a/6$; S — равнодействующая двух сжимающих сил N , возникающих над диагональными трещинами; e — плечо пары сил S на торцевой кромке треугольного диска.

Для квадратной плиты при треугольной эпюре распределения сжатия по высоте трещин (рис. 4) разрушающая нагрузка

$$q = KR_b \left(\frac{h}{a} \right)^2, \quad (2)$$

где K — коэффициент: при совершенно неподатливом контуре $K = 4$ [4]. До бо-

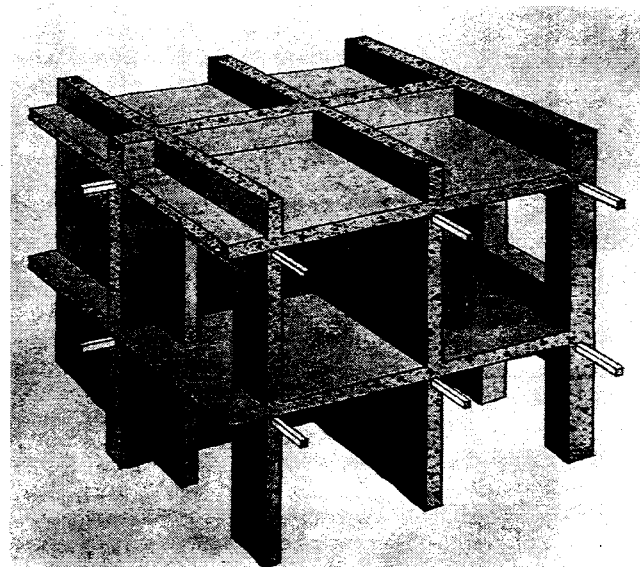


Рис. 1. Фрагмент монолитного многоэтажного здания новой конструкции

* А. с. 1408034 СССР, МКИ 4Е04В 1/16. Многоэтажное здание / П. Ф. Дроздов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 25.

лее полного изучения можно достаточно осторожно принять $K=1$, тогда по зависимости (2) получим разрушающую нагрузку, близкую к экспериментальной.

Усилие, растягивающее брусок, вместе с соответствующим участком стены, равно S (см. рис. 3). Для нормативной нагрузки на перекрытие это усилие не превышает сопротивления растяжению стен здания, при классе бетона В7,5 и толщине 16 см. Поэтому в сплошных стенах бруски устанавливают конструктивно, а в стенах с проемами перемычки, перекрывающие проем, рекомендуется армировать также брусками и хомутами (рис. 5). Армирование перемычки преднапряженными брусками увеличивает жесткость стен в своей плоскости и снижает деформации здания от горизонтальной нагрузки [3]. При расчете перемычки следует учитывать, что они должны воспринимать не только изгиб и сдвиг, но и растяжение, создаваемое распором.

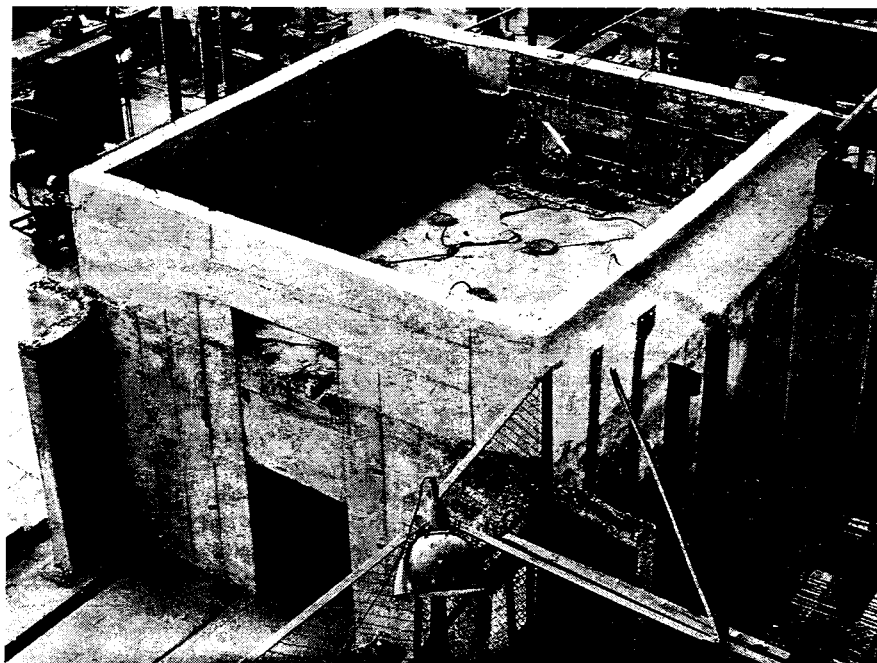


Рис. 2. Испытание фрагмента 3

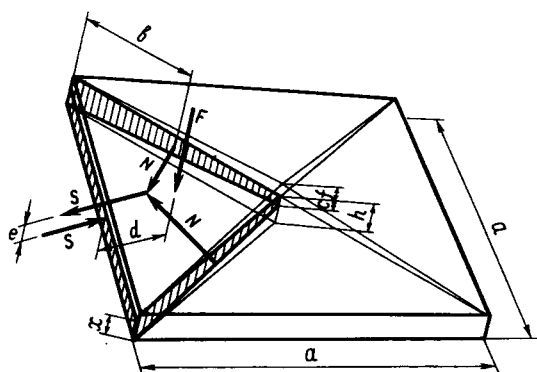


Рис. 3. Расчетная схема разрушения монолитной плиты без арматуры

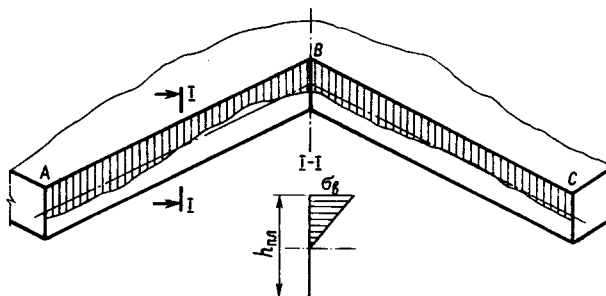


Рис. 4. Эпюры сжатия по диагональным кромкам диска разрушения плиты (по данным испытаний фрагмента 2)

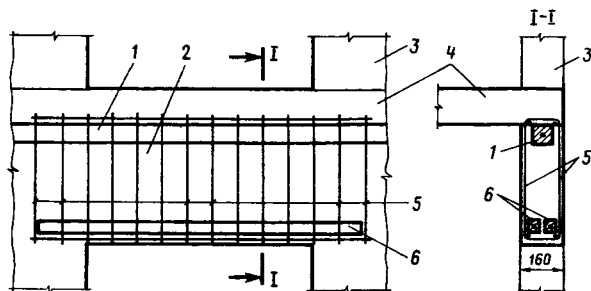


Рис. 5. Армирование перемычки

1 — стена здания; 2 — плита перекрытия из напрягающего бетона; 3 — перемычка; 4 — преднапряженный брусек сечением 80×80 мм; 5 — преднапряженные бруски перемычки сечением 50×50 мм; 6 — замкнутые хомуты

Преднапряжение в брусках выравнивает деформации растяжения в них с соответствующими деформациями растянутых стен. Это позволяет распределять между ними полное усилие растяжения пропорционально предельным сопротивлениям при разрыве.

Для определения экономического эффекта от внедрения новой конструктивной системы монолитного здания приняли для сравнения проект 16-этажного III-квартирного сборно-монолитного жилого дома, разработанного Киев-ЗНИИЭПом. В предлагаемом варианте

учтены дополнительные затраты, связанные с увеличением стоимости бетона для изготовления плит перекрытий вследствие применения напрягающего бетона и наличием преднапряженных брусков.

По проекту расход стали на монолитную часть здания 150,68 т. В связи с предлагаемыми изменениями конструкции исключается 134,74 т (арматура стен и перекрытий). На арматуру брусков требуется 8,4 т. Таким образом, чистая экономия арматуры 126,34 т на дом или 14 кг/м^2 общей площади зда-

ния. Применение новой конструктивной системы позволит, кроме того, сократить продолжительность возведения здания на 28 сут.

Внедрение этой конструктивной системы предполагается осуществить в ТСО Чувашстрое Минсевзапстроя РСФСР.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дроздов П. Ф. Ресурсосберегающее проектирование многоэтажных зданий // Строительная механика и расчет сооружений.— 1987.— № 6.
2. Рекомендации по рациональному применению конструкций из монолитного бетона для жилых и общественных зданий.— М.: ЦНИИЭП жилища, 1983.
3. Дроздов П. Ф., Хамралиев А. А. Предварительно напряженные перемычки над проемами в монолитных ядрах и диафрагмах высоких зданий: Тез. докл. IX конгресс ФИП. Стокгольм.— М.: МИСИ, 1982.

Б. Г. КОРМЕР, канд. техн. наук, Г. С. СИДОРИНА, А. З. ЛАПШИНА, инженеры
(ЦНИИпромзданий)

Совершенствование номенклатуры колонн одноэтажных зданий

В ЦНИИпромзданий выполнена работа по совершенствованию номенклатуры типовых железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений, в том числе колонн одноэтажных зданий без опорных мостовых кранов.

Рассматривали шесть типов колонн: типовые прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой класса А-III (аналог), напряженные швеллерного и прямоугольного сечений, центрифугированные кольцевого и квадратного полого сечений, двутавровые колонны. Напряженные колонны и центрифугированные квадратного сечения проходят апробацию в изготовлении и строительстве. Швеллерные колонны разрабатывали Промстройпроектом, напряженные прямоугольные и двутавровые — ЦНИИпромзданий, центрифугированные — ПИ-1. В исследовании конструкций принимали также участие Белпромпроект, НИИЖБ, Белорусский политехнический институт и др.

На основе всестороннего технико-экономического анализа необходимо было отобрать наиболее эффективные колонны для номенклатуры типовых конструкций. Сопоставление показателей колонн проводили по расходу материалов, стоимости и трудоемкости.

Эффективность номенклатуры кон-

структивных элементов можно оценивать по средневзвешенным технико-экономическим показателям с учетом многократности применения конструкций в зависимости от тех или иных параметров (геометрических размеров зданий, нагрузок, типов конструкций и т. д.).

Сопоставление для всего диапазона параметров, принятых при проектировании типовых колонн, практически невыполнимо, так как их номенклатура насчитывает сотни марок конструкций. В связи с этим была отобрана часть конструкций, достаточно полно представляющая изменения одного из основных параметров — высоты здания.

Рассмотрены колонны для зданий с высотой 6,0; 7,2; 8,4; 9,6; 10,8; 14,4 м. В соответствии с данными ЦНИИпромзданий* наиболее часто применяют колонны для зданий высотой 6,0 (36,1 %); 7,2 (31,8 %); 8,4 (10,6 %); 4,8 (8,4 %); доля высот менее 4,8 м составляет 2,9 %, более 9,6 м — 4,1 %. Высоты 10,8 и 14,4 м были выбраны в качестве представителей высоких зданий, высота 4,8 м не была включена, так как по некоторым типам колонн,

* Ватман Я. П. Дальнейшее совершенствование системы унификации зданий промышленных предприятий // Эффективные конструкции производственных зданий. — М.: 1983. — С. 16—34 (Тр. ЦНИИпромзданий)

Тип колонн	Высота, м	Расход, %		Стоимость, %	Трудоемкость, %
		бетона	стали		
Напряженные прямоугольного сечения	6,0	9,7	86	96	99
	7,2	100	76	98	99
	8,4	100	67	96	98
	10,8	100	79	102	102
Напряженные швеллерные	6,0	100	86	101	98
	7,2	114	76	110	104
	8,4	103	74	98	107
	9,6	93	73	—	—
	10,8	107	58	99	106
	14,4	119	40	—	—
Центрифугированные полого квадратного сечения	6,0	90	94	92	94
	7,2	102	101	102	104
	10,8	90	76	86	91
	14,4	96	80	—	—
Центрифугированные кольцевого сечения 10,8	6,0	96	125	104	107
	7,2	97	138	101	99
	8,4	95	110	97	103
	9,6	86	118*	—	—
	9,6	87	88	88	97
	14,4	93	93	—	—
Двутавровые	8,4	105	112	112	116
	10,8	102	85	104	110

Примечание. За 100 % приняты показатели типовых колонн прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой, фундаментами и связями.

например, швеллерным, данных не было.

Анализ проводили на примере здания размерами в плане 72×72 м со свето-аэрационными фонарями, пролетами 18 м, 24 м (высота этажа 14,4 м), шагом колонн средних рядов 12, крайних — 6 м. Ветровая нагрузка предусматривалась по третьему району, снеговая — по четвертому.

Показатели колонн определяли с учетом изменяемых сопутствующих элементов — фундаментов и стальных связей колонн. Фундаменты рассматривали высотой 1,8 и 2,4 м при модуле их размеров 300 и 100 мм.

Усредненные относительные показатели расхода бетона и стали, стоимости «в деле», трудоемкости изготовления и монтажа колонн рассмотренных типов для зданий без опорных мостовых кранов приведены в таблице.

Из нее видно, что применение преднапряженной арматуры для колонн позволяет уменьшить расход стали по сравнению с аналогом. При сопоставлении колонн без фундаментов уменьшение может составить до 50 % для колонн прямоугольного сечения и до 70 % для швеллерных. Расход бетона, стоимость «в деле», суммарная трудоемкость изготовления и монтажа этих колонн примерно такие, как у аналога, или несколько больше.

Относительное уменьшение средневзвешенного показателя расхода стали напряженных колонн составляет 23 %, однако в абсолютном выражении это только около 0,4 кг/м². Подсчитанная по этому показателю возможная годовая экономия стали при полной замене типовых колонн напряженными не превысит 8 тыс. т. По данным ЦНИИпромзданий предполагаемая площадь строительства одноэтажных промзданий с железобетонным и смешанным каркасами и без опорных мостовых кранов составит в 1990 г. 18,9 млн. м².

Небольшой средневзвешенный показатель экономии стали определяется частым применением колонн высотой 6,0 и 7,2 м, для которых снижение расхода стали составляет 0,2—0,5 кг/м². Это еще раз подтверждает, что преднапряженные, а также колонны непрямоугольных сечений эффективнее при большой высоте зданий. Дополнительное снижение расхода стали для колонн прямоугольного сечения дает смешанное армирование, а для швеллерных колонн — увеличенная высота сечения. Например, уменьшение расхода стали швеллерных колонн высотой 14,4 м, по сравнению с аналогом, составило 4,3 кг/м². Хотя в целом по стране доля применения колонн большой высоты невелика, для отдельных

регионов или объектов можно получить эффект. При этом следует оценивать окупаемость капитальных вложений в местную базу стройиндустрии и учитывать дополнительные затраты.

Таким образом, целесообразно применение напряженных колонн малой и средней высоты (например до 7,2 м включительно) прямоугольного сечения с минимально допустимой площадью продольной арматуры (4Ø12). Колонны большей высоты могут быть швеллерного сечения, граничную высоту следует уточнить. Основное преимущество швеллерных колонн — в отсутствии вертикальных связей по колоннам, недостаток — в слишком больших габаритных размерах сечений. Последнее приводит к повышенному расходу бетона на подколоники фундаментов, а иногда и на колонны и как следствие к повышенной стоимости и трудоемкости (см. табл.). Сечения швеллерных колонн следует оптимизировать. Недостатком колонн прямоугольного сечения является повышенная деформативность при большой высоте.

После выпуска рабочих чертежей швеллерных колонн и аналога с арматурой класса Ат-IVC, применение которой может уменьшить расход стали, эффективность напряженных колонн следует уточнить.

Центрифугированные колонны полого квадратного сечения с рабочей арматурой класса А-III экономичнее аналога при большой высоте помещения (см. табл.) и практически равноценны при средней высоте. Для зданий высотой 10,8 и 14,4 м экономия составляет: бетона — 0,3...0,8 см приведенной толщины,

стали — 1,0...1,5 кг/м² (в основном благодаря отсутствию связей по колоннам), стоимости «в деле» — 0,95 р/м². По данным Гипростроммаша, трудоемкость изготовления этих колонн больше, чем типовых, например для высоты 8,4 м — примерно на 30 %.

Средневзвешенные показатели центрифугированных колонн квадратного сечения составляют примерно 0,4 кг/м² цемента, 0,15 кг/м² стали и 0,1 р/м², а соответствующий возможный годовой экономический эффект около 1,5 млн. р., 2,5 тыс. т стали и 8,5 тыс. т цемента.

Для повышения эффективности центрифугированных колонн квадратного сечения следует оптимизировать их сечения, особенно высотой 7,2 и 8,4 м.

Центрифугированные колонны кольцевого сечения и двутавровые в большинстве случаев имеют худшие технико-экономические показатели, чем напряженные и центрифугированные квадратного сечения. По расходу бетона центрифугированные колонны кольцевого сечения самые экономичные: по сравнению с аналогом без учета фундаментов — более, чем вдвое. Следует учитывать, что рабочие чертежи этих колонн разработаны около десяти лет тому назад, поэтому при пересчете по действующим нормам расход стали на них может несколько уменьшиться. Однако, из-за круглой формы сечения колонны более трудоемки в изготовлении (по сравнению с аналогом высотой 8,4 м — в 1,7 раза), требуют повышенного расхода стали и бетона на фундаменты, менее удобны в эксплуатации.

Двутавровые колонны изготавливают при вертикальном положении стенки

сечения в опалубочных формах с откидными бортами. Для этих колонн требуется устройство связей при высоте менее 9,6 м. Этим объясняется повышенный расход стали для колонн средней высоты, большая высота сечения повышает расход бетона на подколоники и, как следствие, стоимость и трудоемкость.

Технико-экономические показатели двутавровых колонн, изготавливаемых в горизонтальном положении, близки к показателям швеллерных колонн, однако формование их более сложно.

Выводы

Рассмотренные номенклатуры колонн прямоугольного и швеллерного сечений с напрягаемой арматурой и центрифугированных полого квадратного сечения несколько эффективнее по средневзвешенным показателям номенклатуры аналога (колонн прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой). В связи с тем, что суммарный эффект относительно невелик, нет достаточных оснований исключать из номенклатуры типовых конструкций наиболее простой в изготовлении аналог. Выбор того или иного типа колонн зависит также от имеющегося парка опалубочных форм и способа изготовления. Центрифугирование исключает традиционные способы формования колонн на том же заводе. На одном предприятии можно изготавливать напряженные колонны разных сечений и колонны с ненапрягаемой арматурой. Однако, их оптимальное применение требует унификации размеров колонн и опалубочных форм.

Бетоны

УДК 666.972.16

Л. И. ЛЕВИН, инж., В. Н. ТАРАСОВА, канд. техн. наук (ВНИИЖелезобетон)

Влияние вида мелкого заполнителя на свойства бетона с пластификатором

В связи с массовым применением пластифицированных бетонных смесей необходимо уточнить степень влияния вида и качества мелкого заполнителя и условий их рационального применения. При этом следует учитывать сложившийся дефицит природных песков средней крупности, наличие в отдельных регионах страны только мелких и очень мелких песков, а также огромное накопление отсевов дробления гор-

ных пород, которое только по изверженным породам ежегодно составляет более 40 млн. м³.

Во ВНИИЖелезобетоне исследовали широкий ассортимент мелкого заполнителя в обычных и пластифицированных бетонных смесях: кварцевый песок средней крупности ($M_k=2,4$), мелкий песок ($M_k=1,5$), отсев дробления из мытых горных пород (гранит) с ($M_k=3,2$) и смесь обогащенного отсева дробления и

мелкого песка ($M_k=2,18$). В качестве крупного заполнителя использовали гранитный щебень с наибольшей крупностью зерен 20 мм при оптимальном соотношении фракций 5...10 и 10...20 мм 35:65. Для приготовления бетона применяли портландцементы марок 400 и 500, отвечающие требованиям ГОСТ 10178—85. В качестве пластифицирующей добавки использовали ЛСТМ-2.

Во всех исследованиях за контрольную принимали бетонную смесь без добавки на основе песка средней крупности.

Для назначения рациональных составов бетонов, улучшения его структуры и повышения долговечности важно обосновать выбор мелкого заполнителя в составе бетона. Изучали обычные и пластифицированные бетонные смеси для каждого вида мелкого заполнителя при различном соотношении $r=P/P+Щ$ (где P и $Щ$ — расходы мелкого и крупного заполнителей). Влияние этого

фактора оценивали по величине водопотребности бетонной смеси и коэффициенту расходования цемента ($K_{\text{ц}} = \text{Ц}/10R_6$, где Ц — расход цемента; R_6 — прочность бетона), учитывающему одновременно влияние рассматриваемого фактора на свойства бетонной смеси и бетона.

Оптимальное значение r по отношению к песку средней крупности в равноподвижных смесях при одинаковом Ц/В снижается для мелкого песка на 15 %, отсева дробления на 10 % и для смеси отсева дробления и мелкого песка на 7 % (см. рисунок). В пластифицированных бетонных смесях на основе лигносульфонатов оптимальное значение r увеличивается на 15 % по сравнению с обычными смесями на том же мелком заполнителе. Такое содержание мелкого заполнителя в бетоне обеспечивает достижение минимальных значений водопотребности бетонной смеси и коэффициента $K_{\text{ц}}$.

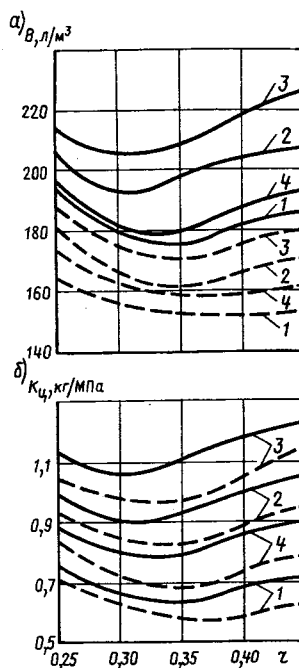
Исследования проводили на бетонах с оптимальным содержанием каждого вида мелкого заполнителя.

Одним из важных показателей оценки эффективности использования данного вида мелкого заполнителя является расход цемента для бетонной смеси и бетона с требуемыми свойствами, поэтому важно определить его влияние на водопотребность бетонной смеси и на прочность бетона.

Использование отсевов дробления из мытых пород без введения пластификатора повышает водопотребность бетонной смеси на 15...20 %, а мелких песков — на 10 % и более (табл. 1).

Применение таких видов мелкого заполнителя совместно с эффективными пластифицирующими добавками позволяет не только устранить перерасходы воды и цемента, но и обеспечить пониженную водопотребность по сравнению с контрольной бетонной смесью. Однако смеси на естественных отсевах дробления с высоким содержанием фракции менее 0,16 мм до 20 % и пылевидных частиц до 25 % обладают настолько повышенной водопотребностью (до 30 %), что даже пластификатор не устраняет перерасхода воды и цемента [1].

Редуцирующий эффект пластификаторов в бетонных смесях на заполнителях повышенной водопотребности проявляется в большей степени. Так, введение пластификатора снижает водопотребность в контрольных смесях на 10...12 %, а в смесях на отсевах дробления и мелких песках на 15...20 %. В пластифицированных бетонных смесях относительное влияние вида мелкого заполнителя на водопотребность смеси сглаживается.



Влияние доли мелкого заполнителя на водопотребность бетонной смеси (а) и коэффициент использования цемента (б)
 1 — песок средней крупности; 2 — мелкий песок; 3 — отсев дробления; 4 — смесь отсева дробления и мелкого песка; — — — бетон без добавки; — — — — — то же с ЛСТМ-2

Таблица 1

Мелкий заполнитель	Водопотребность, %	Расход цемента, %
Песок средней крупности	100/87	100/87
Мелкий песок	110/93	117/98
Отсев дробления	117/97	120/96
Смесь обогащенного отсева дробления и мелкого песка	102/90	103/91

Примечание. Перед чертой — бетон без добавки, после черты — с пластификатором типа ЛСТМ.

Использование смеси обогащенного отсева дробления и мелкого песка в рациональном соотношении позволяет практически устранить повышение водопотребности, а в сочетании с пластификатором снизить расход воды до 10 %.

Применение мелких и очень мелких песков в пропаренных бетонах при одинаковом уплотнении и том же значении Ц/В уменьшило прочность в контрольных смесях на 7...15 %, в смесях с пластификатором на 5...10 %. Введение отсевов дробления из мытых пород в бетонах без добавки снижает их прочность на 5...10 % и обеспечивает равную прочность в бетонах с пластификатором.

Бетоны на естественных отсевах дробления из немых пород, как правило, характеризовались пониженной прочностью: без добавки на 8...17 %, с пластификатором на 7...10 %. Причем

наибольшее значение отмечено в бетонах с пониженным Ц/В.

Применение мелких песков или отсевов дробления из мытых пород совместно с пластификатором (см. табл. 1) позволяет полностью устранить перерасход или даже получить экономию цемента, тогда как применение смеси таких отсевов и мелких песков в бетонах с добавкой обеспечивает экономию до 10...15 % цемента. Данные табл. 1 относятся к смесям для бетонов класса В25. Аналогичное влияние вида мелкого заполнителя сохраняется в бетонах классов В15...В40. Получить связные и удобоукладываемые смеси для бетонов класса В15 на отсевах дробления можно при наличии в них повышенного количества тонких фракций либо введением мелкого или очень мелкого песков.

На водопотребность бетонной смеси влияет минералогический состав мелкого заполнителя, что отчетливо проявляется при использовании отсевов дробления. Так, отсевы из пород со значительным содержанием полевых шпатов, характеризующихся спайностью и разрушающихся при дроблении по гладкой поверхности с образованием зерен пластинчатой формы (Вишневское месторождение), обуславливают пониженную водопотребность бетонной смеси по сравнению с отсевами из пород, представленных большей частью сростками с образованием зерен осколчатой формы (Шершинское месторождение), при прочих равных характеристиках рассматриваемых материалов (табл. 2.). Влияние минералогического состава отсева дробления сохраняется и в смесях с мелким песком.

В экспериментах с искусственно приготовленными отсевами дробления, содержащими 0...25 % тонкой фракции менее 0,16 мм, в том числе пылевидных и глинистых частиц 0...12 %, установлено, что увеличение тонкой фракции до 10 %, в том числе пылевидных и глинистых до 5 %, практически не влияет на жесткость и водопотребность смеси и на прочность бетона. При дальнейшем увеличении (сверх требований ГОСТ 10268—80) количества фракции менее 0,16 мм с одновременным повышением содержания на каждый процент пылевидных частиц водопотребность возрастает на 0,9 %. Это совпадает с влиянием пылевидных частиц на природные пески [2]. При этом в бетонах средних и высоких марок из обычных смесей чрезмерное повышение мелких и пылевидных частиц снижает прочность бетона на 10 %, а при использовании пластификатора она практически не менялась. Однако в обычных и пластифицированных бетонных смесях с пониженным Ц/В увеличение в отсевах

Таблица 2

Мелкий заполнитель	Содержание, %		Расход, кг/м³		Прочность на сжатие, МПа	
	фракции менее 0,16 мм	пыле- видных частиц	воды	цемента	1 сут	28 сут
Песок средней крупности	4,8	2,6	<u>165</u> 147	<u>413</u> 368	<u>34,7</u> 35,4	<u>50,0</u> 51,3
Отсев Вишневого место- рождения	16,7	5,3	<u>195</u> 176	<u>488</u> 440	<u>33,0</u> 32,4	<u>52,8</u> 51,0
То же, обогащенный	2,0	0	<u>187</u> 165	<u>468</u> 413	<u>32,9</u> 37,4	<u>47,0</u> 55,8
Отсев Шершнинского мес- торождения	16,8	5,8	<u>205</u> 180	<u>513</u> 450	<u>30,9</u> 31,2	<u>50,8</u> 48,2
То же, обогащенный	2,4	0	<u>193</u> 175	<u>483</u> 438	<u>30,6</u> 29,8	<u>49,0</u> 48,2

Примечание. Над чертой — без добавки, под чертой с добавкой ЛСТМ-2.

Таблица 3

Мелкий заполнитель	W_m , %	$W_{об}$, %	λ	α
Песок средней крупности	<u>5,2/4,8</u> 4,4/4,4	<u>11,6/11,4</u> 9,8/9,7	<u>0,28/0,29</u> 0,14/0,09	<u>0,48/0,62</u> 0,32/0,34
Мелкий песок	<u>5,6/4,6</u> 4,9/4,0	<u>11,8/10,8</u> 10,8/9,16	<u>0,27/0,18</u> 0,20/0,12	<u>0,48/0,50</u> 0,38/0,38
Смесь обогащенного отсева дроб- ления и мелкого песка*	<u>4,8/4,2</u>	<u>10,9/10,9</u>	<u>0,18/0,13</u>	<u>0,34/0,38</u>

Примечание. Над чертой — без добавки, под чертой с добавкой ЛСТМ-2; перед чертой — в возрасте 1 сут, после черты — в возрасте 28 сут.

* — с добавкой ЛСТМ-2

дробления содержания фракции менее 0,16 мм до 15 %, в том числе пылевидных и глинистых частиц до 7 %, уменьшает жесткость и водопотребность, практически не влияя на прочность бетона. Такие же данные получены и для природных песков в обычных бетонах [3].

Бетонные смеси с пластифицирующими добавками на основе лигносульфонатов характеризуются пониженным водоотделением и нерасслаиваемостью, что особенно важно при использовании заполнителей с повышенной водопотребностью. В связи с этим изучали влияние этих факторов на структуру бетона с различными мелкими заполнителями.

Поровую структуру бетона изучали дискретным методом по кинетике водонасыщения образцов (по ГОСТ 12730.4—78), позволяющим определить параметры макро- и капиллярной пористости бетона, т. е. фильтрующих воду пор с радиусом более 10^3 А. При этом определяли водопоглощение W_m , интегральную пористость $W_{об}$, характеризующую кажущийся объем открытых пор, показатель среднего размера открытых капиллярных пор λ и показатель однородности размеров открытых капиллярных пор α . Испытания проводили на образцах бетона класса В 27,5 с Ц/В=2,0, приготовленных из малоподвижных смесей с различными мелкими заполнителями.

Введение пластификатора во всех случаях (табл. 3) снижает объем открытых пор на 8...15 %, а показатель среднего размера открытых пор на 25...50 %, что способствует повышению морозостойкости бетона. Показатель однородности пор при введении добавок ниже, однако число крупных пор, предопределяющих повышенную проницаемость и пониженную морозостойкость бетона, будет по абсолютному значению меньше. Это полностью согласуется с результатами по морозостойкости.

Вид мелкого заполнителя не влияет на параметры структурной пористости бетона в проектном возрасте.

В бетонах после 28 сут твердения показатель среднего размера открытых капиллярных пор, как правило, ниже на 28...60 %, что связано с продолжающейся гидратацией цемента и снижением капиллярной пористости цементного камня с одновременным увеличением гелевых и переходных пор.

Морозостойкость исследовали по методике ГОСТ 10060—76 для бетонов тех же составов, что и при оценке структурной пористости. Применение естественных отсевов дробления изверженных горных пород совместно с пластификатором не снижает морозостойкости. Однако использование обога-

щенных отсевов дробления (с удалением тонкой фракции менее 0,16 мм) без мелкого песка даже в присутствии пластификатора резко уменьшает морозостойкость бетона. Бетоны на смеси отсева дробления и мелкого песка совместно с ЛСТМ-2 выдержали 500 циклов замораживания и оттаивания без признаков разрушения и снижения массы и прочности.

Результаты исследований опробованы и нашли широкое промышленное внедрение на крупных предприятиях страны. На заводах ПО Курскстройдеталь с 1983 г. осуществляется массовый выпуск бетонов и растворов (более 500 тыс. м³ в год) на основе мелких песков совместно с пластификатором ЛСТМ-2, при этом расход цемента не превышает табличных значений типовых норм по СНиП 5.01.23—83, а реальная экономия цемента составила 10 %.

Положительные результаты по совместному применению пластификаторов и отсевов дробления из кварцевых диоритов получены на ПО Ямалнефтегазжелезобетон при изготовлении железобетонных изделий с повышенными требованиями по морозостойкости (Мрз 300) в условиях Крайнего Севера.

При этом обеспечена фактическая экономия до 8 % цемента.

Рациональное использование в пластифицированных бетонных смесях различных видов мелких заполнителей позволит расширить их сырьевую базу, экономно расходовать цемент и повысить качество и долговечность железобетонных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Левин Л. И., Тарасова В. Н., Левина Е. И. Применение в бетонах мелких песков или отсевов дробления совместно с пластифицирующими добавками // Экономия ресурсов в сырьевых отраслях промышленности строительных материалов.— М.: МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского, 1983.— С. 60—67.
2. Левин Л. И. Проектирование состава тяжелого бетона для сборных конструкций // Совершенствование методов проектирования состава и контроля качества бетона.— М.: МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского, 1982.— С. 12—22.
3. Нисневич М. Л., Анисимова Е. И. Области применения различных групп природных и обогащенных песков в качестве заполнителей для бетона // Строительные материалы.— 1983.— № 11.— С. 13—14.

Влияние дисперсности портландцемента и В/Ц на долговечность камня и бетонов

В последние годы вновь выявилась тенденция к исследованию влияния дисперсности портландцементного порошка на прочность, особенно в ранние сроки твердения, и другие свойства камня и бетона. К сожалению, при этом часто остаются без внимания результаты работ, проведенных ранее.

Первые сведения по указанной проблеме, относятся к концу XIX в. В 1879 г. Ф. Шинффер [1] сообщил, что тонкомолотые цементы вначале твердеют быстрее грубомолотых, но в дальнейшем последние обгоняют первые. В 1892—1893 гг. в Германии были выданы два патента на имя Смида [2] с описанием состава и свойств песчаных цементов. Диккергофф [3] в 1894 г. провел опыт с песчаным цементом Смида и выявил возможность растрескивания через 2 г. образцов из тонкоизмельченного порошка.

В последние годы за рубежом проводили многочисленные исследования этих цементов.

В России о результатах исследований песчаных цементов и растворов Н. А. Белелюбский [4] сообщил в 1896 г.: «Опыты подтверждают, что такой раствор обладает гораздо большей крепостью, чем соответствующая простая смесь из одной части цемента и того же числа частей песка, таким образом, в данном случае приходится считаться как бы с новым материалом, получающ. ся исключительно благодаря одновременному размолу смеси из цемента с песком».

В последующие годы песчаные цементы изучали В. А. Киинд, В. Н. Юнг, В. Ф. Журавлев, Г. М. Рушук, И. П. Александрин и др. В 1935—36 гг. начался выпуск этого цемента на Ленинградском цементном заводе.

В пятидесятые и последующие годы вновь резко возрос интерес к проблеме дисперсности цемента и ее влияния на высокопрочные и в особенности быстротвердеющие цементы. Важность последних предопределялась как развитием производства сборного железобетона (сокращение длительности термообработки изделий или ее исключение), а также возросшими масштабами применения бетонов на Крайнем Севере. На-

ряду с этим возникла тенденция к применению высокопрочных бетонов и конструкций с пониженной массой.

Вот данные из некоторых публикаций того времени.

Г. И. Горчаков [5] исследованиями влияния дисперсности цемента на прочность растворов установил, что с ее увеличением от 2,3...2,9 до 3,5...4 и особенно до 4,7...5,1 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ прочность уменьшается, особенно при правильном подборе количества гипса.

В 1957 г. Ю. М. Бутт [6] отметил, что увеличение удельной поверхности цемента целесообразно только до определенного предела. По его данным оптимальная дисперсность составляет 5...6 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$.

М. Н. Стрелков [7], изучая прочность тв деющего цемента при нормальной густоте в различные сроки, показал, что в образцах из вяжущего с удельной поверхностью 5 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ прочность падает уже через 7 сут. твердения.

А. Е. Шейкин и Н. И. Олейников [8] подтвердили результаты предыдущих исследований о падении прочности камня из тонкомолотых цементов (5... 6 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$) и снижении морозостойкости цементного камня.

С. М. Рояк и Г. С. Рояк [9] сообщают, что «при сверхтонком измельчении портландцемента может произойти падение прочности вследствие перекристаллизации гидратных новообразований». При этом снижаются морозо- и сульфатостойкости, увеличиваются усадочные деформации.

При исследованиях тонкости помола цемента возникает вопрос о затратах энергии на этот процесс.

Н. И. Левин и Р. И. Лиюгонья [10] установили, что помол цемента до удельной поверхности 5 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ снижает производительность в 2,5...3 раза многокамерных мельниц, работающих по открытому циклу, по сравнению с помолом до 2,8...3 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$.

По Инструкции [11] на измельчение цемента обычного помола в вибромельницах на 1 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ дополнительно расходуется 30...35 кВт·ч, на 2 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ — 45...55 кВт·ч.

Каковы же причины отрицательного влияния высокой дисперсности цемент-

ного порошка (удельная поверхность более 4,5...5 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$) на прочность, морозостойкость, и другие свойства цементного камня и бетонов? В этом отношении показательны опыты [12]. Цемент, измельченный до удельной поверхности 6 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ уже до схватывания гидратировался на 35 % по массе.

Другой причиной несомненно является ускоренная гидратация цементного порошка при хранении на складах, перевозках и т. п.

А. В. Волженский и Л. Н. Попов [13] с учетом результатов предыдущих работ по песчаным портландцементам и отрицательного влияния на их свойства переизмельчения ограничились дисперсностью 3...4,5 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ и получили устойчивые результаты при совместном помоле цемента (порошка) с песком до удельной поверхности 4,5...4,7 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$. При этом состав смеси, состоящей из 70 % цемента + 30 % кварцевого песка, по прочности был одинаков с исходным вяжущим.

В опытах с песчаными портландцементными следует учитывать разницу в размалываемости клинкера и кварцевого песка, оцениваемую средним значением $1 : 0,65$.

Таким образом, при совместном помоле клинкера с песком в соотношении $1 : 1$ до удельной поверхности 6 тыс. $\text{см}^2/\text{г}$ фактическая дисперсность составит у цемента $(6000 : 1,65) \times 2 = 7260 \text{ см}^2/\text{г}$, песка — $(6000 \times 2) = 7260 = 4740 \text{ см}^2/\text{г}$.

Результатом процессов ранней гидратации переизмельченных цементов является быстрое исчерпание клинкерного фонда при твердении бетонов и их подверженность разрушающему влиянию атмосферных воздействий и иных факторов, включая «старение» гелевидных фаз. Оно выражается в укрупнении частичек новообразований, сопровождаемом увеличением пористости цементного камня, уменьшением клеящей способности новообразований. Карбонизация их при отсутствии клинкерного фонда приводит не только к ускоренному снижению значений pH и сохранности стальной арматуры, но и к увеличению усадочных деформаций системы.

В. В. Бабков, А. Ф. Полак, П. Г. Ко-

мохов [14] экспериментами и теоретическими исследованиями доказали, что при достижении степени гидратации цемента в камне 0,9...1,0 система неспособна к самовосстановлению против деструктивных явлений. Такое явление «можно оценивать как опасное для систем на основе цемента высокой дисперсности», которые вначале обеспечивают ускоренный рост прочности бетонов в стандартные сроки твердения, в дальнейшем почти при полной гидратации оказываются недолговечными. В системах, изготовленных при пониженных B/C (0,35 и ниже) разупрочнение наступает при объемной концентрации новообразований 0,7...0,78. Необходима осторожность при использовании бетонов высоких классов прочности в несущих конструкциях в том случае, если эта прочность достигается сочетанием низких B/C и добавок суперпластификаторов [14].

Таким образом, по результатам изложенных данных рационально использовать портландцементы в бетонах можно только в пределах оптимальной дисперсности порошка и оптимальной их концентрации по массе в исходных бе-

тонных смесях при соответствующих водовыжущих отношениях.

Превышение предельных значений дисперсности порошка приводит к заметной деградации бетона с исчерпанием клинкерного фонда, повышенная концентрация цемента по сравнению с оптимальной обуславливает возникновение объемных деформаций бетона и падение прочности [15].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Schieffner F. Tonindustrie Zejt, 208, 7/6, 1879.
2. Сmidt Ф. Л. Патенты 66378 и 71106, 1892—93 (Германия).
3. Dik k e r g o f f R. Handbuch der Zement Literatur von F. Wecke.— 1927.— S. 773.
4. Белелюбский Н. А. О песчаном цементе Доклад III съезду русских деятелей по водным путям.— СПб.: 1896.
5. Горчаков Г. И. Влияние дисперсности портландцемента на морозостойкость и прочность мелкозернистых бетонов. научн. доклады Высш. школы (стр-во).— 1958.— № 1.— С. 158—163.
6. Бутт Ю. М. Быстротвердеющий портландцемент / Тр. по химии и технологии силикатов.— М.: Госстройиздат, 1957.— С. 33—38.

7. Стрелков М. И. Важнейшие вопросы теории твердения цемента. Тр. по химии и технологии силикатов.— М.: Госстройиздат, 1957.— С. 45—49.
8. Шейкин А. Ч., Олейников Н. И. Влияние степени дисперсности цементного порошка на физико-механические свойства и плотность цементного камня в условиях тепловлажностной обработки/Тр. МИИЖТ.— Вып. 191.— М.: 1964.— С. 62—65.
9. Рояк С. М., Рояк Г. С. Спецементы, М.: Стройиздат, 1969.— С. 278.
10. Левин Н. И., Лигоньяк Р. И. БТЦ для железобетонных изделий//Цемент.— 1955.— №3— С. 15—17.
11. Инструкция по активизации портландцемента на заводах железобетонных изделий домомом в вибротельных (МПСМ СССР, ИЖ 5—56).— М.: Госстройиздат, 1957.
12. Zement, Kalk, Gips.— 1972.— № 8.
13. Волженский А. В., Попов Л. Н. Смешанные портландцементы повторного помола и бетоны на их основе.— М.: Госстройиздат, 1961.— 105 с.
14. Бабков В. В., Полак А. Ф., Комохов П. Г. Аспекты долговечности цементного камня. Цемент — 1988.— № 3.— С. 14.
15. Волженский А. В. Минеральные вяжущие вещества. 4-е изд. Стройиздат, 1986.— 463 с.

УДК 666.972.16

В. И. СОЛОМАТОВ, д-р техн. наук, проф. (МИИТ); В. И. НАНАЗАШВИЛИ, инж. (НИЦСМ)

Бетоны на ВНВ, модифицированные ацетоноформальдегидной смолой

Одним из эффективных путей улучшения структурно-механических характеристик изделий из бетонов на основе ВНВ (вяжущего низкой водопотребности), эксплуатируемых в жестких условиях, является модификация их полимерами.

К настоящему времени накоплен значительный положительный опыт модификации бетонов на основе обычного портландцемента водорастворимой ацетоноформальдегидной смолой (АЦФ) [1, 2]. Выгодно отличаясь от большинства полимерных добавок механизмов действия, АЦФ оказывают полифункциональное влияние на процессы формирования новообразований и структурообразования цементного камня и бетона.

Дополнительный пластифицирующий эффект от применения АЦФ в бетонах на основе ВНВ является важным, но

Количество АЦФ, %	$R_{сж}$, МПа	$R_{из}$, МПа	$K_{ист}$, г/см ²	Водопоглощение В, %	σ , МПа	$K_{хс}$ (20 % NaOH)
0	78,3	9,2	0,21	4,4	2,2	0,77
	58,7	6,8	0,29	4,8	1,6	0,78
	84,6	10,4	0,16	4,0	2,4	0,79
0,5	63,0	7,7	0,22	4,2	1,8	0,81
	81,2	10,2	0,15	3,4	2,6	0,83
1,0	60,6	7,4	0,20	3,6	1,9	0,84
	73,0	9,3	0,20	2,8	2,8	0,86
1,5	56,2	6,9	0,26	3,1	2,1	0,88
	66,4	8,7	0,23	3,1	2,5	0,88
2,0	50,3	6,6	0,31	3,4	1,8	0,90

Примечания: 1. Расход вяжущего 400 кг/м³, подвижность бетонной смеси О.К.=10...12 см. 2. Над чертой — для бетона на основе ВНВ-100, под чертой — на основе ВНВ-50

не главным фактором. Исходя из высокой активности ВНВ и низкой его водопотребности в бетонах защитного назначения, добавка АЦФ регламентируется не прочностными, а функциональными требованиями (средняя плотность, водопоглощение, водонепроницаемость, морозостойкость, стойкость в агрессивных средах, истираемость, беспыльность, трещиностойкость). Влияние количества добавки АЦФ на свойства бетона показано в таблице.

Из анализа полученных результатов видно, что модифицированный бетон на основе ВНВ приобретает свойства, близкие по значениям к полимербетону. Так, при введении 0,5...1 % АЦФ-3М истираемость в сухом и водонасыщенном состоянии снижается на 20 или 30 %, а при введении 1,5 % АЦФ-3М уменьшается водопоглощение в 1,6 раза, увеличивается водонепроницаемость на

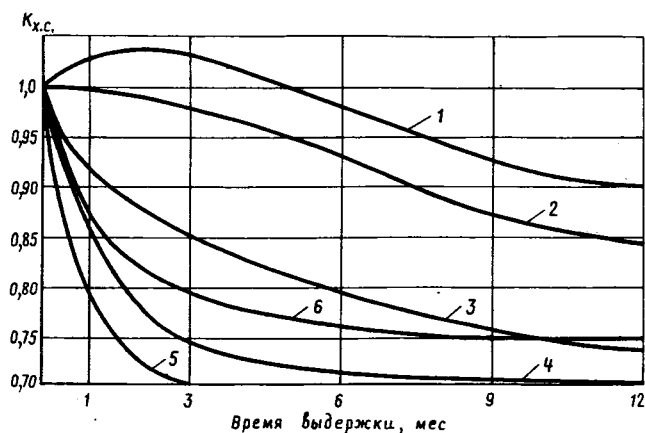


Рис. 1. Химическая стойкость полимерцементного бетона на основе ВНВ-50 и 2 % АЦФ

1 — в 10 %-ном NaOH; 2 — в машинном масле; 3 — в 10 %-ной винной кислоте; 4 — в 10 %-ной уксусной кислоте; 5 — в 10 %-ной H_2SO_4 ; 6 — в 5 %-ной H_2SO_4 .

25...30 % и морозостойкость на 30 %. При введении 1,5...2 % АЦФ повышается химическая стойкость (до 0,7...0,8) в 20 %-ной среде NaOH, органических кислот, нефтепродуктов.

Порометрические исследования показали улучшение структурных характеристик бетонов на основе ВНВ с добавкой АЦФ-ЗМ благодаря заполнению порового пространства полимером. Снижение водопоглощения, коэффициента фильтрации и водопроницаемости модифицированного бетона объясняется уменьшением его структуры в результате уменьшения сквозной пористости, среднего размера пор и числа открытых пор, доступных для воды, а также экранирования пор пленками отвержденного полимера. Введение АЦФ-ЗМ дополнительно пластифицирует бетонную смесь и увеличивает объем гелеобразной фазы, которая частично коагулирует капиллярные, седиментационные поры и каналы.

Кроме того, на плотность полимерцементного бетона дополнительно влияет снижение водопотребности бетонной смеси и усадочных деформаций цементного камня с добавкой АЦФ.

Таким образом, введение добавок АЦФ-ЗМ в бетонную смесь на ВНВ приводит к образованию в бетоне системы условно замкнутых пор значительно меньших размеров, что и определяет снижение водопоглощения и проницаемости.

Экспериментально установлено, что в процессе гидратации ВНВ в присутствии АЦФ-ЗМ происходит уменьшение гидроксидов кальция. Реакция взаимодействия гидроксида кальция с АЦФ-ЗМ может осуществляться с образованием условно замкнутых пор из пузырьков водорода. Кроме того, слабодиссоциирующие группы АЦФ при отверждении хемосорбируются на поверхно-

сти гидратированного цемента по кислотно-основному механизму с образованием прочных химических связей с кальцийсодержащими гидратными новообразованиями.

Отрицательное действие агрессивной среды на бетон связано с проникновением ее в бетон и ослаблением связи между микрочастицами цементного камня, взаимодействием с $Ca(OH)_2$, уменьшением сцепления с заполнителем, разрушением структуры и вымыванием растворимых веществ из системы.

Улучшение поровой структуры, блокирование поверхности наиболее растворимых соединений цементного камня (гидроксида кальция) отвержденными пленками АЦФ способствует повышению химической стойкости бетона в некоторых агрессивных средах (рис. 1).

Увеличение прочности сцепления вяжущего с заполнителем объясняется улучшением смачиваемости последнего и тем, что содержащиеся в олигомерах гидроксильные, карбонильные и аминные группы взаимодействуют с функциональными группами заполнителя. Так гидроксильная группа может взаимодействовать с SiO_2 и CaO . Прочность на растяжение сцепления заполнителя с цементным камнем определяли испытанием образцов-восьмерок с пластинкой из материала крупного заполнителя. Прочность сцепления на разрыв бетона на основе ВНВ с добавкой АЦФ выше, чем без нее на 42...50 %.

Повышение трещино- и износостойкости полимерцементного бетона с добавками водорастворимой смолы связано с увеличением прочности сцепления цементного камня с заполнителем в зоне их контакта и улучшением структурных характеристик.

Повышение морозостойкости модифицированного полимерцементного бетона с 500 до 700 циклов на основе ВНВ-100

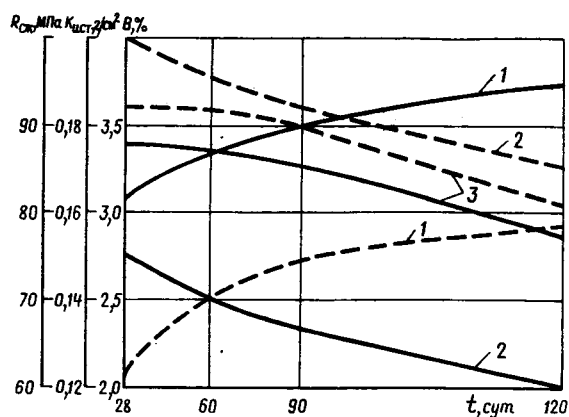


Рис. 2. Влияние продолжительности твердения на свойства полимерцементного бетона на основе ВНВ-100 (—) и ВНВ-50 (---)

1 — прочность при сжатии; 2 — истираемость; 3 — водопоглощение бетона

и до 600 циклов на ВНВ-50 объясняется улучшением структуры бетона, увеличением прочности сцепления цементного камня с заполнителем, взаимодействием $Ca(OH)_2$ с полимером и формированием более стойких водонерастворимых соединений, снижением водопотребности на 1...2 %.

Поскольку АЦФ является водорастворимой смолой, ее вводили в бетонную смесь с водой затворения, что положительно влияет на жизнеспособность и сохранение подвижности бетонной смеси. Так, если подвижность бетонной смеси литой консистенции через 2 ч после приготовления в нормальных условиях снижается с 16 до 6 см, то полимерцементной бетонной смеси — только до 10...12 см.

Добавка АЦФ положительно влияет на процессы водоотделения и расслаиваемости бетонных и растворных смесей. При одинаковой высокой подвижности бетонной смеси показатель расслаиваемости при содержании 1...1,5 % АЦФ снижается в 1,3...1,5 раза. Уменьшение водоотделения и расслаиваемости бетонной смеси можно объяснить повышением связности компонентов между собой после введения полимера.

Некоторое замедление процессов схватывания и твердения, а также темпов набора прочности бетоном на ВНВ в первые сутки при введении добавки АЦФ объясняется поглощением водорастворимого полимера продуктами гидратации, в результате чего на поверхности гидратирующихся частиц цемента, обладающих высокой удельной поверхностью до 520 кг/м^2 и активностью, образуются оболочки, блокирующие активные центры его поверхности и препятствующие доступу к ним воды. В связи с этим содержание свыше 3 % АЦФ от массы ВНВ может препятствовать нормальной гид-

ратации и снижать прочностные и другие характеристики. Однако применение оптимального количества отвердителя NaOH или ПЭПА (полиэтиленполиамин) снижает тормозящее действие АЦФ на кинетику набора прочности бетона на ВНВ.

После 3 мес хранения в нормальных условиях наблюдается улучшение физико-механических характеристик модифицированного бетона: увеличивается прочность при сжатии и изгибе на 20...25 %, водонепроницаемость и морозостойкость на 15...20 %, химическая стойкость в среднем на 15...20 %, снижается истираемость и водопоглощение на 15...20 %.

Улучшение свойств модифицированного бетона в процессе хранения объясняется тем, что окончательная полимеризация АЦФ в бетоне на основе ВНВ происходит в течение длительного периода. Зависимость изменения свойств бетона на основе ВНВ с добавкой АЦФ от продолжительности твердения показана на рис. 2.

Модифицирование бетона на основе ВНВ полимером АЦФ эффективно для плит пола, эксплуатирующегося в зданиях с особоинтенсивным движением, на предприятиях пищевой, легкой и химической промышленности, для тротуарной плитки, тубингов для тоннелей, ответственных мостовых и подземных

конструкций, водонапорных труб и других конструкций, требующих высокого качества бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Соломатов В. И., Тахиров М. К., Тахер Шах М. Д. Интенсивная технология бетонов — М.: Стройиздат, 1989. — 264 с.
2. Тахиров М. К. Бетоны с добавкой ацетонформальдегидных смол. — М.: Стройиздат, 1988. — 103 с.
3. Бетоны на вяжущих низкой водопотребности / В. Г. Батраков, Н. Ф. Башлыков, Ш. Т. Бабаев и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 4—6.

УДК 624.041.6:624.012.41

А. В. ЗАБЕГАЕВ, канд. техн. наук, Ю. В. СИЗОВ, инж. (МИСИ)

Влияние локальных воздействий на прочность бетона при сжатии

Расчет изгибаемых железобетонных элементов на сосредоточенные воздействия в настоящее время производится без учета влияния местного смятия и связанных с ним изменений в структуре бетона на прочность сжатой зоны критического сечения. Во многих случаях такой подход оправдан. Однако имеются конструкции и режимы нагружения, для которых это неприемлемо. Например, ударная нагрузка аварийного характера (падение тяжелого груза и т. п.) может вызвать значительные местные деформации в бетоне, наблюдающиеся обычно до начала общего движения конструкции или при незначительных ее прогибах. Таким образом, при дальнейшем динамическом изгибе критическое сечение балки может быть ослаблено не только внедрением ударяющего тела в конструкцию, но и понижением сопротивления бетона сжатой зоны вследствие структурных повреждений, вызванных поперечной нагрузкой.

Для изучения влияния последнего фактора проводили опыты на призмах двух серий размером 10×10×40 см из обычного тяжелого бетона со средней кубиковой прочностью $\bar{R}=30,7$ МПа. Для изготовления образцов использовали портландцемент марки 400, щебень фракции 10...30 мм, кварцевый песок с $M_k=2,5$. Соотношения материалов по массе при бетонировании составляли

В/Ц=0,5; Ц:П:Щ=1:2,1:4,8. Поскольку целью испытаний являлось получение сопоставительных данных о призмочной прочности предварительно нагруженных и предварительно ненагруженных образцов, испытания выполняли в статическом варианте.

Методика испытаний была следующей. На первом этапе призмы заключали

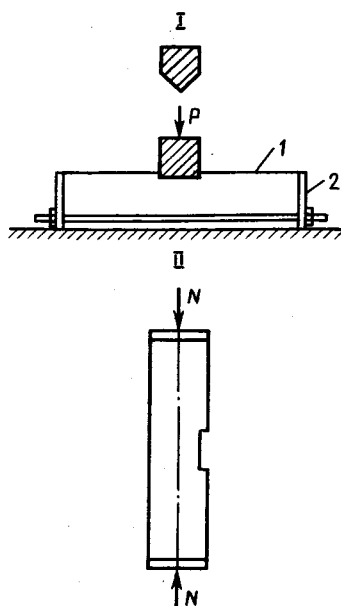


Рис. 1. Схема испытаний
I, II — этапы загрузки; 1 — призма;
2 — обкладка

ли в обойму, состоящую из двух металлических пластин $\delta=10$ мм на ее торцах, стянутых продольными стержнями (рис. 1). Затем их укладывали на неподвижное основание и испытывали на гидравлическом прессе на местное сжатие призматическим и клиновидным стальным инденторами. Часть образцов в каждой серии доводили до предельной нагрузки P_1 (т. е. до начала падения сопротивления контактной зоны), часть — до нагрузки $0,9 P_1$, часть — до $0,7 P_1$ и часть до $0,5 P_1$. Наконец, часть образцов из каждой серии не подвергали нагрузке (эталон). Продольные тяжи препятствовали разжатию призмы и играли роль обоймы, создаваемой на уровне нейтральной оси балок растянутой зоной бетона по отношению к сжатой.

На втором этапе призмы, освобожденные от обоймы, испытывали на продольное сжатие, причем равнодействующую сжимающего усилия прикладывали в герметическом центре сечения. Результаты испытаний сравнивали с данными полученными для эталонных призм.

Проведенные испытания показали (рис. 2), что предварительное местное смятие влияет на прочность бетона при сжатии. В опытах с призматическим индентором это влияние незначительно лишь при $P \leq 0,5 P_1$, при больших значениях P осевая прочность постепен-

но снижается, достигая примерно половины эталонного при $P=0,9 P_1$. При клиновидном инденторе резкое падение прочности наблюдается при $P>0,8 P_1$; при $P\leq 0,8 P_1$ она не отличается от эталонной.

Падение предельных сжимающих напряжений $\sigma_{b,u}$ при $P_{max}/P_1 > 0,5$ (при плоском инденторе) целесообразно описать линейной зависимостью. Таким образом, в расчет напряжения $\sigma_{b,u}$ следует ввести с коэффициентом κ , определяемым зависимостью

$$\kappa = 1 \text{ — при } P_{max}/P_1 \leq 0,5,$$

$$\kappa = 1,5 - P_{max}/P_1 \text{ при } 0,5 \leq P_{max}/P_1 \leq 1.$$

По сравнению с опытными данными зависимость для κ экстраполирована на область значений $P_{max}/P_1 > 0,9$. Такое допущение оправданно, так как в реальных балках, имеющих продольную и поперечную арматуру, могут быть реализованы значения $P_{max}=P_1$.

Для клиновидного индентора по аналогии легко получить

$$\kappa = 1 \text{ при } P_{max}/P_1 \leq 0,8,$$

$$\kappa = 1 - 2,5(P_{max}/P_1 - 0,8) \text{ при } 0,8 < P_{max}/P_1 \leq 1.$$

Значение P_1 при ударных нагрузках можно определить по рекомендации [1], значение P_{max} — из динамического расчета конструкции.

Распространение приведенных выводов на случай ударного нагружения возможно с определенными уточнениями, так как нарушение структуры, вызванное действием силы P и связанное с этим падение прочности бетона будут

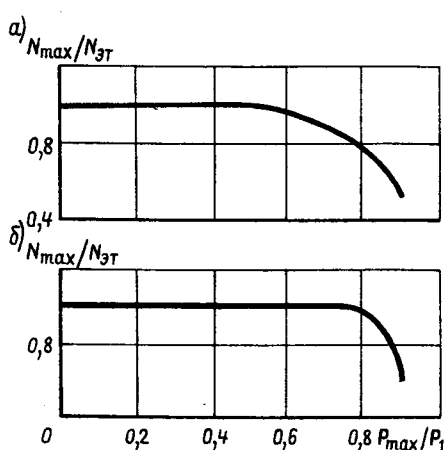


Рис. 2. Экспериментальные зависимости $N_{max}/N_{эт} - P_{max}/P_1$: а — при плоском инденторе; б — при клиновидном инденторе

проявляться в меньшей степени из-за задержки развития микротрещин. Вместе с тем до проведения специальных ударных испытаний можно использовать рекомендации настоящей работы, что идет в запас прочности конструкции.

Проведенные ранее опыты с фрагментами железобетонных балок [1] показали, что достижение максимальных значений контактной силы P_1 в образцах с продольной верхней и нижней и достаточным количеством поперечной арматуры не приводит к резкому снижению сопротивления сечений изгибу. Как статическое, так и ударное вдавливание жесткого индентора сопровождается сколом бетона с боковых

поверхностей под ним вне ядра бетона, заключенного внутри замкнутых хомутов. При этом ядро бетона, как показали статические послеударные испытания фрагментов балок по двухопорной схеме, в большой степени сохраняет способность сопротивления изгибу.

Косвенным подтверждением этого вывода являются также послеударные статические испытания железобетонных балок [2], сохранивших после первого удара 50...80 % первоначальной прочности, несмотря на разрушение бетона в контактной зоне под плоским индентором.

Выводы

Исследование влияния предварительного поперечного локального нагружения на прочность бетона показало, что при высоких уровнях поперечной нагрузки $P_{max}/P_1 > 0,5$ прочность бетона при одноосном сжатии снижается. Это следует учитывать при назначении характеристик прочности сжатой зоны бетона изгибаемых, а также внецентренно-сжатых элементов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Забегаяев А. В. Местное деформирование железобетонных элементов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 4. — С. 38—39
2. Watson A. I., And T. H. Impact response and postimpact residual strenght of reinforced structures // Int. Conference «Structural impact and crashworthiness». — London, 1984. — V.2. — P. 624—641.

УДК 693.542.4

С. С. ДЬЯЧЕНКО, О. Н. КОВАЛЕНКО, кандидаты хим. наук (Ростовский ПромстройНИИпроект)

Добавка полифункционального действия в бетоны

Учитывая возрастающий дефицит многих материалов и реактивов, в качестве распространенных и дешевых добавок все чаще используют продукты различных производств.

Известно применение в бетонах стабилизатора формиатно-спиртового (СФС) по ТУ 81-1067-87 Минхимпрома СССР [1]. СФС вводили также в виде водного раствора 40...45 %-ной концентрации в тяжелые бетоны [2]. Исследование действия добавки при расходе 0,6...1,5 % массы цемента в пересчете на сухое вещество показало, что ее

можно отнести к классу пластификаторов с эффектом ускорения процессов схватывания и твердения бетона. Изучение применения СФС в довольно узком интервале расхода (0,6...1 % массы цемента) подтвердило в основном, ее пластифицирующие свойства*.

Однако исследования, проведенные нами при использовании продукта 42 %

* А. с. 1300002 СССР, МКИ³ В 28 В 11/00. Вяжущее для бетонной смеси или строительного раствора / Н. И. Липтуга и др. // Открытия. Изобретения. — 1987. — № 12.

ной концентрации, выявили новое свойство добавки СФС при расходе в количестве 1...4 % массы цемента вызывать замедление схватывания и твердения вяжущего. Изучение кинетики изменения пластической прочности цементно-песчаного (Ц:П=1:3) раствора при неизменном В/Ц показало, что введение менее 1,0 и более 4 % добавки приводит к ускорению процессов структурообразования (рис. 1). При содержании 1...4 % СФС в системе происходит замедление структурообразования, подтверждаемое экспериментально. Оно объясняется адсорбционным действием пентаэритрозы, а также влиянием около 20 % формиата натрия, находящегося в растворе. Формиат натрия не способен образовывать при гидратации труднорастворимые соли. Однако ионы кальция, образующиеся при гидратации цемента, связываются в формиаты кальция, в результате чего в течение длительного времени не достигается пере-

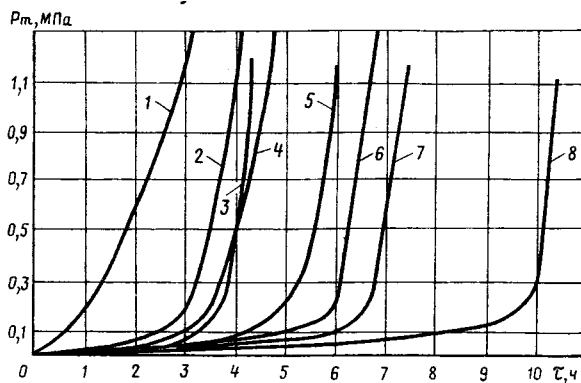


Рис. 1. Кинетика структурообразования цементно-песчаного раствора (Ц:П=1:3) при В/Ц=0,56 с добавкой СФС (% массы)
1 — 5,6; 2 — 0,28; 3 — без добавки; 4 — 0,8; 5 — 1,0; 6 — 1,4; 7 — 2,0; 8 — 4,0

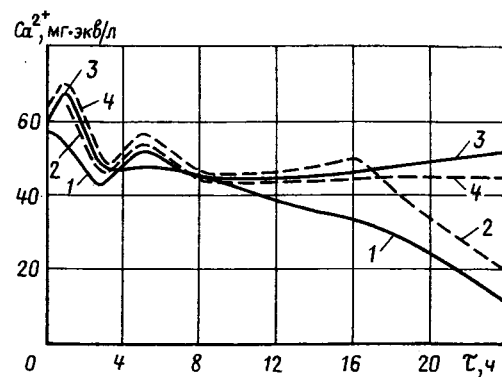


Рис. 2. Кинетика изменения Ca^{2+} в жидких фазах цемента завода «Пролетарий» ПО Новоросцемент с добавкой СФС (% массы)
1 — без добавки; 2 — 1,4; 3 — 2,0; 4 — 4,0

насыщения жидкой фазы кальцием, необходимого для растворимости кристаллогидратных соединений, присутствующих цементному камню.

При содержании в бетоне менее 1,0 % СФС преобладающее влияние на процессы структурообразования оказывают электролиты (нитраты кальция и натрия), выступающие в качестве ускорителей. Содержание полиспиртов, пентаэритрозы, формиата натрия в этом случае недостаточно для экранирующего эффекта. Ускорение процессов схватывания и твердения при увеличении расхода добавки более 4 % массы цемента объясняется повышением в составе отхода содержания электролитов, подавляющих действие замедляющих компонентов (полиспиртов).

Полученные данные по кинетике пластической прочности подтверждаются исследованиями гидратации цемента на ранних стадиях. Результаты представлены при неизменном В/Ц кинетическими кривыми гидратации Ca^{2+} — τ на рис. 2. Замедление поступления ионов Ca^{2+} в жидкую фазу с добавкой СФС обнаруживается при сравнении с контрольным (бездобавочным) составом. Наибольший замедляющий эффект с 3 до 24 ч наблюдается в растворах с 2 %-ным содержанием СФС. Процесс усиливается с увеличением количества СФС. При 1,4 % СФС замедление структурообразования наблюдается между 8 и 16 ч с момента затвердения смеси, а для 4 % СФС — между 8 и 24 ч.

Изучение характера структурообразования цементно-песчаных растворов равной подвижности, проводили с постепенным изменением В/Ц путем введения переменного количества добавки. Установлено, что продолжительность процесса формирования структуры сократилась (рис. 3). Следовательно, использование СФС в качестве замедлителя схватывания и твердения бетона эффективно только при неизменном В/Ц.

Эффект замедления с повышением прочности на ранних и последующих стадиях (3 сут и более) наблюдается при введении в бетоны 1...4 % добавки

СФС от массы цемента в нормальных условиях твердения (см. таблицу). При содержании 4 % СФС происходит медленный набор бетоном прочности в раннем возрасте (до 3 сут), однако в возрасте 28 сут его прочность уже превышает марочную на 30 %.

Применение добавки, позволяющей замедлять сроки схватывания, а затем способствовать быстрому набору прочности, перспективно в монолитном и гидротехническом строительстве. Экономический эффект будет складываться из предотвращения потерь бетонной смеси вследствие потери ее жизнеспособности и сокращения сроков сдачи готовых объектов, сооружаемых с использованием скользящей опалубки.

Расход добавки, % массы цемента	Прочность при сжатии, МПа, через сут			
	1	3	10	28
—	9,72	14,83	18,53	28,1
1,0	8,31	12,92	13,68	24,9
2,0	8,87	17,93	21,14	28,2
2,8	6,05	16,20	19,50	31,9
4,0	2,25	14,10	20,50	36,5

Примечание. Для бетонных смесей использовали портландцемент М500 завода «Пролетарий» ПО Новоросцемент с расходом 330 кг/м³. Водный раствор СФС принят 42 %-ной концентрации. Отношение Ц:П:Ш=1:2,21:3,06; плотность смеси — 2252 кг/м³; жесткость — 20 с; В/Ц=0,56; $t=20\pm 2^\circ C$.

По сравнению с базовым объектом — выравнивающей стяжкой из цементного раствора М 100 и заделкой отверстий в бетонных стенах и перегородках бетонного класса В 200 — годовой экономический эффект в расчете на 1 м³ строительного раствора и бетона составил соответственно 4 р. 11 к. и 3 р. 84 к.

Выводы

Стабилизатор формиатно-спиртовой (СФС) можно отнести к классу добавок пластификаторов в бетоны с эффектом ускорения при содержании менее 1,0 и более 4 % массы цемента.

Введение добавки СФС в количестве 1...4,0 % массы цемента способствует замедлению процессов схватывания и

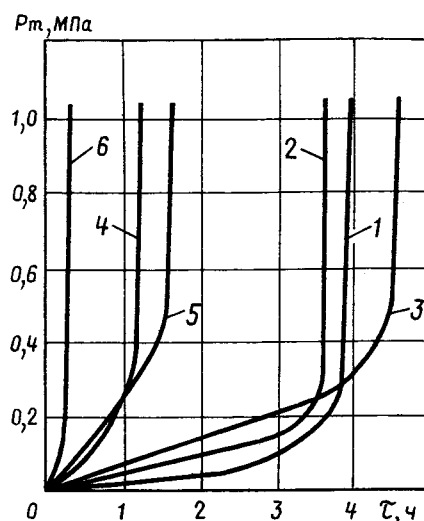


Рис. 3. Кинетика структурообразования цементно-песчаного раствора (Ц:П=1:3) с добавкой СФС (% массы) равноподвижного раствора, $l_k=3...4$ см)
1 — без добавки (В/Ц=0,56); 2 — 0,5 (В/Ц=0,52); 3 — 1,0 (В/Ц=0,5); 4 — 2,0 (В/Ц=0,49); 5 — 4,0 (В/Ц=0,47); 6 — 8,4 (В/Ц=0,448)

твердения бетонов только при неизменном В/Ц.

Применение добавки СФС позволяет повысить прочность бетона по сравнению с контрольным составом на 13...30 % при ее содержании 3...4 % массы цемента в условиях нормального твердения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Влияние полуфункциональной добавки ПФ на свойства бетонов / А. Бессараб, Ю. Несведов, В. Шевчук, С. Домненко // Промышленное строительство и инженерные сооружения. — 1986. — № 2. — С. 17.
2. Пластификатор полифункционального действия для бетона / В. Н. Лемехов, Л. Р. Вандаловская, Е. Л. Молукалова и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 4. — С. 23.

С. Д. ЗИЛЬБЕРБЕРГ, канд. техн. наук (Ин-т повышения квалификации Минсвезапострой РСФСР); В. А. ЛЕОНТЬЕВ, инж. (Территориальное строительное объединение Горькийстрой)

Технологический робот для изготовления бетонных плит

Индустриализация строительного производства предусматривает перенос некоторых технологических процессов со строительных площадок в цеха заводов сборного железобетона. Технологические, транспортные и погрузочно-разгрузочные работы сопровождаются значительной долей ручного труда, иногда тяжелого и опасного. Механизация ручных операций традиционными техническими средствами сдерживает повышение производительности труда и улучшение качества выпускаемой продукции.

Для дальнейшего развития комплексной механизации и автоматизации производства сборного железобетона необходимы технологические роботы — принципиально новые машины, имитирующие действия человека.

Примером такой технологии может служить производство шлифованных мозаичных плит на заводе сборных железобетонных конструкций № 2 ПО Железобетон в г. Кстово Горьковской области. Весь технологический процесс автоматизирован, механизирован и робототизирован с использованием технологии и оборудования итальянской фирмы «Лонжинотти» (рис. 1).

Высококачественные мозаичные плиты применяют для полов и отделочных работ в уникальных зданиях, для облицовки цоколей общественных и производственных зданий. Их изготавливают методом прессования на автоматическом ротационном прессе К-1007 производительностью более 200 м² в сутки. Свежеотформованная плитка снимается с лопасти пресса автоматическим манипулятором-штабелером, который укладывает их на металлические поддоны, а штабелеукладчик формирует их в штабель по 10 шт. (рис. 2).

Особое значение в технологической схеме имеет загрузочно-погрузочный и транспортный робот. Он перемещает штабеля поддонов с отформованными плитами от манипулятора-штабелера в пропарочные камеры и после тепло-влажностной обработки вынимает штабеля поддонов с изделиями и транспортирует их на загрузочную площадку. После автоматической разборки поддонов и раскладки плиты по движущему-

ся транспортеру поступают на автоматическую шлифовальную машину с восемью головками с абразивными кругами. Машина оснащена ленточным транспортером пластинчатого типа, который перемещает плиты на автоматическую линию упаковки для увязки стальной лентой в пакеты. Последние грузят в контейнеры или упаковывают термостойкой пленкой и направляют на склад готовой продукции.

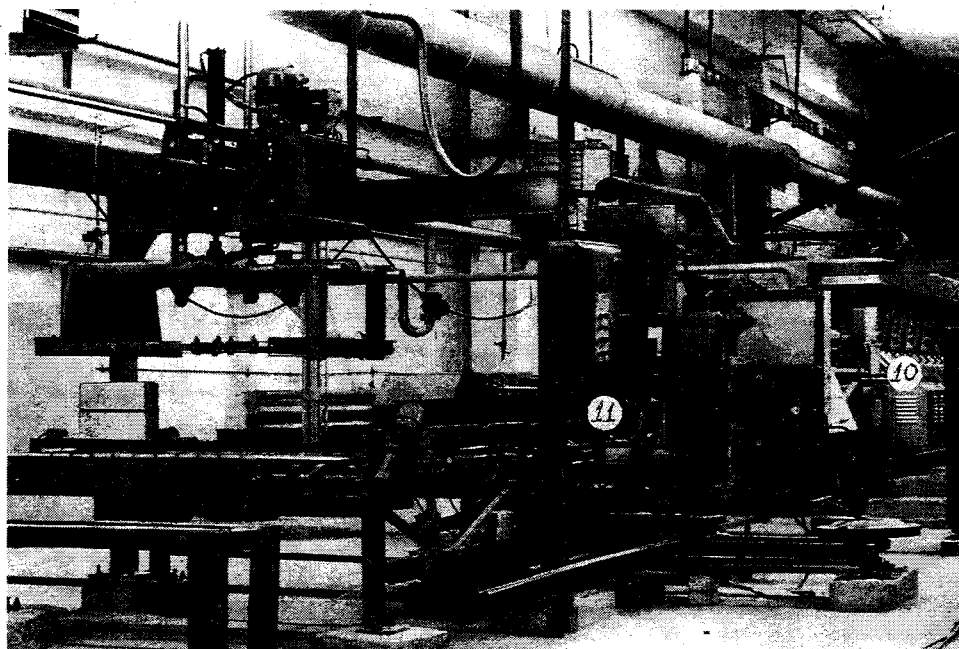
Технологический робот М 382/FS (рис. 3) итальянской фирмы «Лонжинотти» специализирован на погрузочно-разгрузочных и транспортных операциях, выполнен в наземном исполнении, передвижной, на рельсовом ходу, с гидравлическим приводом и с программным управлением. Он имеет основную и вспомогательные тележки. Основная тележка движется вдоль пропарочных

камер и выполняет роль транспортной грузонесущей тележки. Вспомогательная тележка, кроме транспортирования штабелей поддонов, осуществляет самопогрузку их с манипулятора-штабелера пресса и саморазгрузку в камерах тепло-влажностной обработки плит и на площадке манипулятора-штабелера-разборщика в линии автоматической шлифовальной машины. Она выполнена в виде электрокары для самопогрузки и выгрузки поддонов с помощью гидравлического вильчатого подъемника грузоподъемностью до 3 т. Робот в технологической линии работает в автоматическом режиме, выполнение заданных операций обеспечивается системой программного управления.

Основная тележка оснащена пятью функциональными программами: начало заполнения камер и перемещение робота к заполняемым камерам; опорожнение камер и перемещение робота к ним; нормальная работа робота в автоматическом режиме, укладка и съем поддонов; перемещение робота к заполняемым камерам при отключенной шлифовальной машине; перемещение робота к свободным камерам при отключенном прессе.

Рис. 1. Общий вид цеха изготовления мозаичных плит по технологии фирмы «Лонжинотти»

1 — ротационный пресс К-1007; 2 — пульт управления пресса; 3 — пакет поддонов с мозаичными пропаренными плитками; 4 — распаketировщик плит; 5 — конвейер подачи плит к шлифовальной машине; 6 — автоматические пропарочные камеры; 7 — тележка робота для съема поддонов с изделиями с пресса и подачи их в камеры; 8 — робот перемещения тележки к камерам тепло-влажностной обработки; 9 — пульт управления роботом и пропарочными камерами; 10 — машина для шлифовки плит; 11 — конвейер подачи плит на упаковку



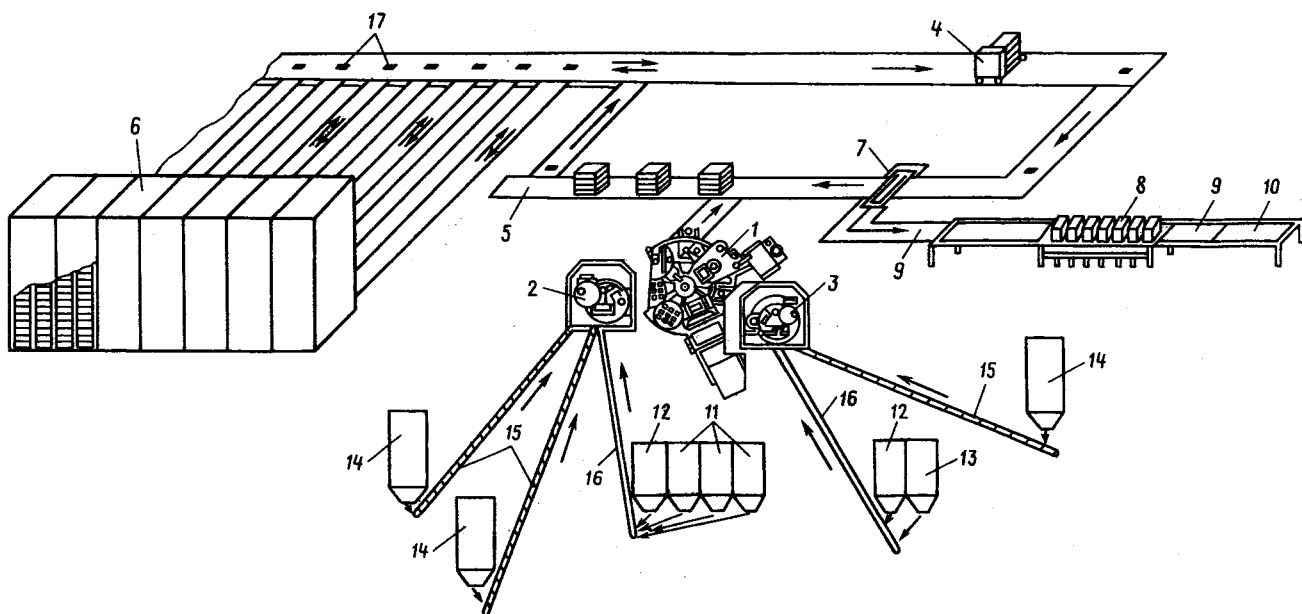


Рис. 2. Технологическая схема изготовления мозаичных плит с применением робота

1 — ротационный пресс К-1007; 2 — бетономешалка для верхнего слоя; 3 — то же, для нижнего слоя; 4 — технологический робот М 382/FS; 5 — площадка манипулятора-штабелера; 6 — автоматические пропарочные камеры; 7 — манипулятор-штабелер; 8 — автоматическая шлифовально-полировочная машина GNS=80/8; 9 — транспортеры; 10 — автоматическая упаковочная линия; 11 — бункеры мраморной крошки; 12 — бункер мраморной пудры; 13 — бункер песка; 14 — бункеры-силосы для белого и серого цемента; 15 — шнеки для подачи цемента; 16 — скиповые подъемники; 17 — магнитные датчики

Для циклической укладки или изъятия поддонов с плитками из камер каждая программа оборудована циклами.

Управление роботом осуществляется с центрального пульта, предусмотрены также устройства переключения режима работы с автоматического на ручной. Каждая тележка робота имеет пульт управления и оборудована сигнальными устройствами. Для предотвращения аварий и несчастных случаев во время движения тележек робот оснащен датчи-

ками, предупреждающими наезд на препятствие.

В автоматической схеме управления роботом используют магнитные датчики и фотоэлементы. Магнитные датчики смонтированы между рельсами перед пропарочными камерами и внутри них, на работе, перед манипуляторами штабелеров. Они дают команду на торможение, остановку и фиксацию тележек. Фотоэлементы смонтированы на основной тележке и на каждой двери пропарочных камер. Вспомогательная

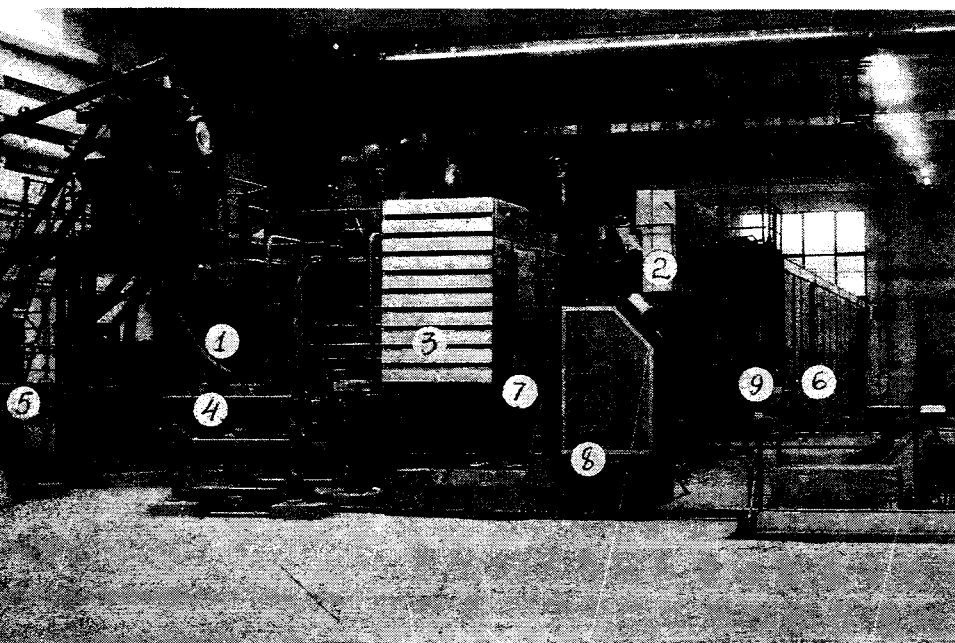
тележка начинает двигаться только при открытых дверях камер при срабатывании фотоэлементов. На ней смонтированы также выдвижные фотоэлементы, контролирующие правильную и точную разгрузку штабелей поддонов в камерах.

Робот гидрофицирован (рис. 4), имеет две автономные гидравлические системы, одинаковые для каждой тележки. Они снабжены регулируемыми гидронасосами, масляными фильтрами и контрольной аппаратурой. Перемещение тележек осуществляется с помощью гидравлических моторов.

Подъем погрузочного устройства, выдвижение фиксаторов тележек, выдвижные фотоэлементы и регулирование производительности насосов производится гидравлическими цилиндрами. Управление гидродвигателями и гидроцилиндрами осуществляется с помощью золотников и электроклапанов (сервоклапанов), связанных с электронным блоком системы управления. Электрическое питание схемы робота осуществляется специальными 48-полюсными гибкими кабелями, расположенными для вспомогательной тележки на мотальном барабане диаметром 800 мм, для основной — на роликовой подвеске, смонтированной вдоль рельсов на балке.

Для привода гидравлической системы робота используют трехфазный электрический ток напряжением 380/220 В с частотой 50 Гц, установлены электрические двигатели по 3 кВт.

В процессе прессования мозаичных плит робот находится в исходном положении на транспортных путях перед манипулятором-штабелером (см. рис. 2). При подаче штабеля поддонов с плитками на погрузочную площадку срабатывает автоматика, в пульт управления поступает сигнал о наличии под-



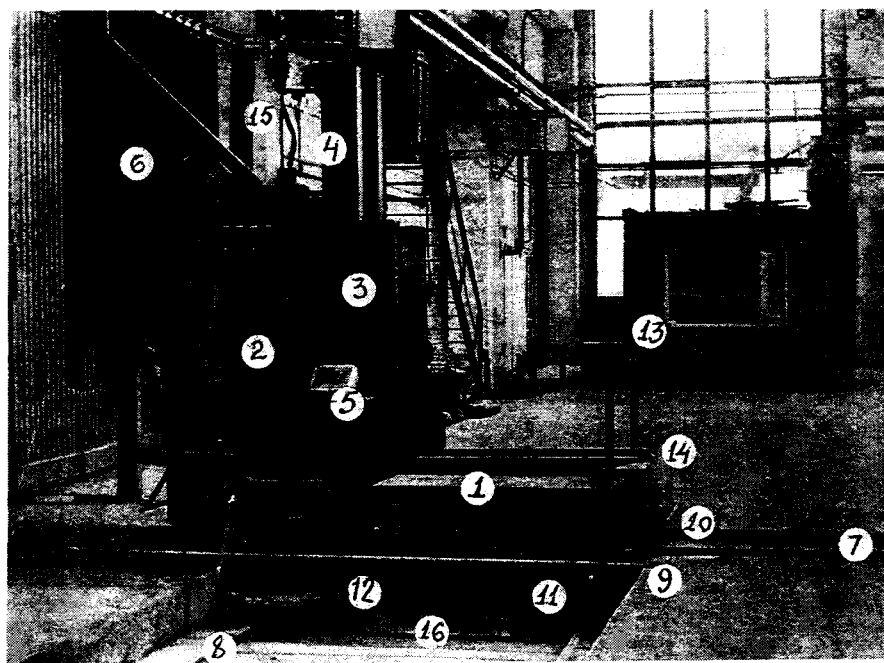


Рис. 3. Робот для транспортирования отформованных плит в прокаточные камеры и пропаренных изделий на конвейер

1 — основная тележка; 2 — вспомогательная тележка; 3 — подъемное устройство вспомогательной тележки; 4 — направляющие; 5 — пульт управления; 6 — специальный 48-полюсный кабель электропитания робота; 7 — узкоколейный путь к прессу; 8 — рельсовый путь перемещения робота к пропарочным камерам; 9 — упор аварийного конечника основной тележки; 10 — то же, вспомогательной; 11 — гидромотор передвижения основной тележки; 12 — гидравлическая станция; 13 — фотоэлементы для дверей камер; 14 — выдвижной фотоэлемент для точной укладки поддонов в камерах; 15 — вращающаяся цветная лампа; 16 — магнитные датчики тележки

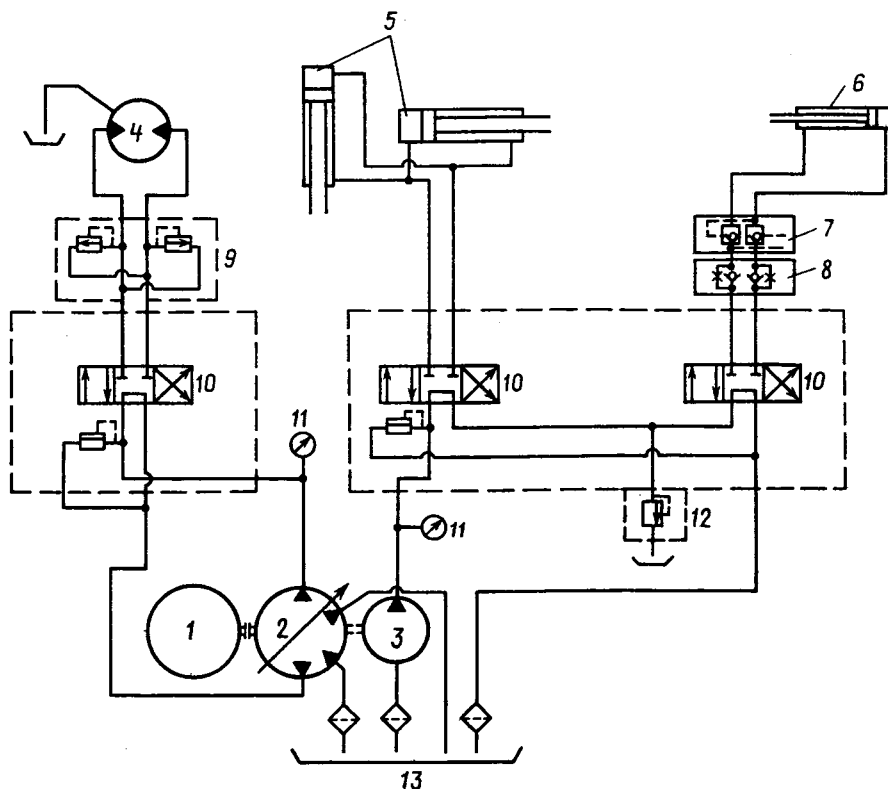


Рис. 4. Гидравлическая схема управления основной тележкой робота

1 — электродвигатель (3 кВт, 380/220, 50 Гц); 2 — гидравлический насос для передвижения тележки PVZ 20; 3 — гидравлический насос для работы цилиндров центрирования ZFS 8; 4 — гидравлический мотор движения тележки SAI MT-CP150; 5 — гидравлические цилиндры точного центрирования тележки; 6 — гидравлический цилиндр для управления насосом с регулируемой производительностью; 7 — обратный клапан; 8 — дроссельная заслонка; 9 — противоударный клапан; 10 — электрогидроклапан; 11 — манометр; 12 — клапан максимального давления; 13 — бак гидрожидкости вместимостью 40...50 л с масляными фильтрами

донов на площадке и включается автоматическая программа работы робота. Вспомогательная тележка сходит с основной и перемещается при помощи гидропривода по узкоколейным рельсам, затем по командам от сигнальных релейных устройств, расположенных на трассе движения, тормозится и останавливается перед загрузочной площадкой. Вилочным гидравлическим погрузчиком, смонтированным на тележке, штабель поддонов снимается с загрузочной площадки прессы и тележка возвращается в прежнее положение, которое фиксируется гидроцилиндром на основной тележке и подается сигнал на ее движение. С помощью гидропривода тележка начинает двигаться по узкоколейным рельсам вдоль камер тепловлажностной обработки и останавливается перед свободной камерой. Затем гидравлическими цилиндрами выдвигаются фиксаторы, основная тележка фиксируется перед камерой, а вспомогательная — расфиксируется. Магнитными датчиками осуществляется точная остановка с предварительным торможением робота перед камерой. Если двери камеры открыты, то срабатывают фотоэлементы и гидроцилиндр выдвигает другой фотоэлемент, который обеспечивает точную укладку поддонов в камеры.

После этого начинает перемещаться вспомогательная тележка по узкоколейным рельсам в камеру. Выдвижные фотоэлементы точно фиксируют место остановки тележки, разгрузку штабеля поддонов с помощью гидравлического погрузчика и возвращение тележки в исходное положение. Затем робот аналогичным способом загружается штабелем поддонов с термически обработанными плитами из пропарочных камер, транспортирует их к манипулятору-штабелеразборщику для разгрузки с последующей подачей к шлифовальной машине и возвращается к манипулятору-штабелеекладчику прессы. Затем цикл работы робота повторяется и автоматическое управление заданных операций обеспечивается системой программного управления.

Производительность робота связана с производительностью автоматического прессы, шлифовальной машины и циклом работы пропарочных камер. Робот самостоятельно выбирает свободную пропарочную камеру и камеру, из которой можно подавать на линию термически обработанные и набравшие прочность плиты.

Внедрение технологического робота полностью исключает тяжелый ручной труд на транспортных и погрузочно-разгрузочных операциях и обеспечивает бесперебойную работу автоматической линии по производству мозаичных плит.

Роторная технология изготовления декоративных плит из отходов

Большой объем капитального строительства в нашей стране требует увеличения облицовочных материалов из отходов с использованием современной технологии. Производству облицовочных материалов из природного камня сопутствует образование отходов, например, для мрамора всего объема перерабатываемого сырья. В течение года в карьерах скапливается 160...180 тыс. м³ карбонатных отходов. Наиболее эффективным способом их утилизации является изготовление декоративных плит на основе природного камня.

Эксперименты проводили на стенде (рис. 1). В качестве бортоснастки служили инвентарные формочки, обеспечивающие получение изделий размером 300×300×30 мм. В опытах использовали цемент Воскресенского завода марки 400—350...400 кг/м³, песок Тучковского карьера с $M_k=1,83$, песок карбонатных пород, представляющий собой отсев декоративного мраморного щебня фракции 0,14...2,5, мраморную пудру — отсев, прошедший через сито 0,14, мраморный щебень фракции 5...15 мм Газганского и Саянского месторождений.

мненасыщения 0,6...0,78, что соответствует ГОСТ 24099-80.

Во всех составах отмечалась прочность >400 МПа. Изделия, помещенные в морозильную камеру, выдержали 900 циклов попеременного замораживания и оттаивания.

Оптимальными параметрами формования данных декоративных плит приняты: скорость формования — 1 м/мин, количество двойных ходов рабочего органа в минуту — 30, диаметр прессующих роликов — 160 мм.

В процессе отработки режимов формования и составов бетонной смеси

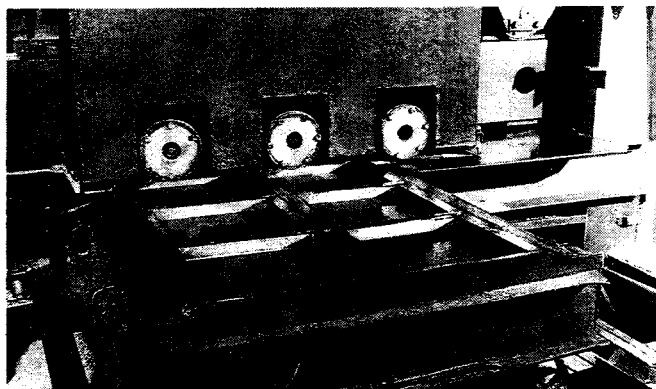


Рис. 1. Экспериментальный стенд роликового формования

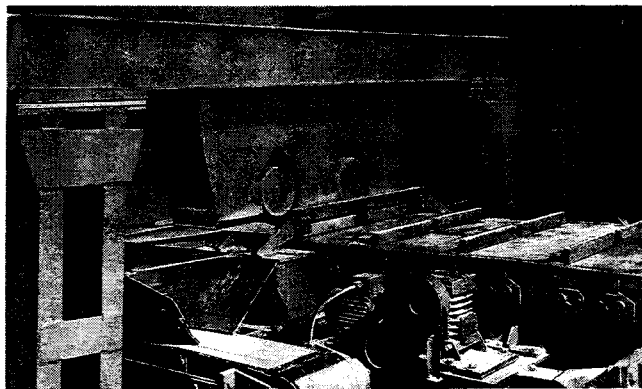


Рис. 2. Роторная установка по изготовлению декоративных плит

Производство декоративных плит широко распространено в Италии, Франции, Бельгии, ФРГ и других странах. Их изготавливают в основном методом кассетного прессования на многопозиционных прессах-автоматах. В нашей стране примерно 80 % производства аналогичных облицовочных декоративных плит также осуществляют этим способом. Однако при этом необходимо исключительно импортное оборудование, в основном итальянское, стоимость которого довольно высока.

В НИИЖБе и ЦНИИСКе на основе научно-исследовательских работ и накопленного ранее практического опыта предложена безвибрационная технология роликового формования роторного типа для изготовления мелкоштучных изделий включая декоративную плитку на основе природного камня [1, 2].

Состав подбирали по стандартной методике с учетом специфики метода уплотнения. Для оценки качества изделий определяли коэффициент уплотнения и каменасыщения, прочность на сжатие и растяжение при изгибе, морозостойкость.

Режимы формования варьировали в широких пределах — скорость формования $V_f = 0,5...1,5$ м/мин; число двойных ходов рабочего органа в минуту $n=40...55$; диаметр прессующих роликов $D_p=125...240$ мм.

В результате экспериментов на стенде НИИЖБа удалось подобрать оптимальные составы декоративного бетона, а также режимы формования, обеспечивающие получение качественных плит (см. таблицу).

Изделия, отформованные на выбранных составах, имели коэффициент ка-

установлено, что наилучшие результаты по плотности, особенно в углах, были получены при расположении формочек под углом 45° к оси прессующих роликов.

На основании проведенных экспериментов НИИЖБ совместно с ВНИПИИстройсырьем разработали техническое задание на проектирование опытного образца установки роторного типа. Рабочие чертежи выполнены ЦНИИСКом, а головной образец изготовлен на заводе опытных конструк-

Материалы	Составы		
	1	2	3
Цемент марки 400	394	400	360
Щебень мраморный	1077	1200	850
Песок кварцевый	274	—	—
Песок карбонатный	560	680	850
Мраморная пудра	—	—	275
Вода	160	127	156

ций, изделий и оборудования и установлен в НИИЖБе (рис. 2).

Роторная установка состоит из сварной рамы, на которой крепится узел подачи бетонной смеси, представляющий собой питатель с ленточным затвором, рабочий орган с консольно закрепленными уплотняющими роликами и привод движения рабочего органа с $N_{дв}=15,5$ кВт. Одним из основных узлов установки является ленточный трак, ребра которого являются поперечными бортами, а продольные борта закреплены неподвижно на формовочном столе, привод ленточного трака установлен на специальной раме мощностью $N=2$ кВт.

Ленточный трак представляет классический, замкнутый ротор. На этом образце отрабатывали надежность отдельных узлов машины и уточняли режимы формования. Декоративные плиты шлифовали на серийных станках Обуховского опытно-промышленного карьера.

В настоящее время на заводе опытных конструкций, изделий и оборудования изготавливают несколько образцов модернизированных роторных установок для Новочебоксарского завода ЖБК № 2, Новгородского комбината строительных материалов и др.

Продолжаются конструкторские работы по созданию механизмов технологической линии, включая пост штабелирования, передаточные роляганги, дештабелеры, механизмы распалубки, чистки, смазки и установки поддонов на формовочную машину.

Технико-экономическая эффективность данной технологии по сравнению с зарубежными линиями по предварительным подсчетам 2,5...5,5 р/м² в зависимости от стоимости исходного сырья и специфики производства. Эффект достигается вследствие более низкой стоимости оборудования (стоимость роторной установки 40 тыс. р, итальянского прессы фирмы «Кнезо Милано» — 848 тыс. р.).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по изготовлению железобетонных изделий методом роликового формования. — М.: НИИЖБ. — 1983. — 32 с.
2. Шер Г. Ю., Кузин В. Н., Шклярова А. И. Изготовление облицовочных плит методом роликового формования // Жилищное строительство. — 1985. — № 10. — С. 22.

Арматура

УДК 693.564

С. А. МАДАТЯН, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Д. А. ФЕДОРОВ, инж. (Новосибирский инженерно-строительный ин-т)

Влияние преднапряжения на диаграмму растяжения арматуры класса К-7

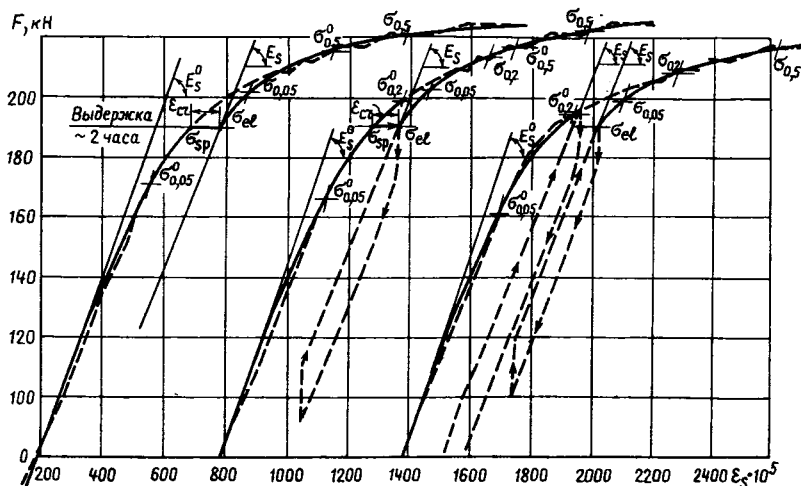
Преднапряжение оказывает значительное упрочняющее действие на механические свойства напрягаемой арматуры [1, 2]. В главе СНиП 2.03.01—84 это влияние учитывается в неявном виде при вычислении граничного значения относительной высоты сжатой зоны ξ_R для элементов с напрягаемой арматурой классов А-IV...А-VI. Из-за недостаточной изученности для элементов с другими видами арматуры влияние преднапряжения не учитывается.

В работе [3] было рассмотрено аналитическое описание нелинейных диаграмм растяжения канатов и теоретически оценены их характеристики до и после преднапряжения. Однако достоверная оценка влияния комплекса факторов преднапряжения на свойства арматуры возможна лишь при прямых экспериментах, моделирующих условия изготовления и работы конструкций. Поскольку в настоящее время для высокопрочной проволоочной арматуры таких данных недостаточно, исследовали механические свойства арматуры К-7 диаметром 15 мм производства Белорецкого металлургического комбината, изготовленные с низкотемпературным

отпуском после свивки по ГОСТ 138—68 при различных режимах нагружения. Все образцы были вырезаны из одного мотка.

Испытания проводили по следующим режимам: 1 — непрерывное погружение до разрыва образцов-канатов в состоянии поставки для получения исходной диаграммы растяжения; 2 — нагружение-выдержка под нагрузкой — дальнейшее нагружение до разрыва ($\sigma_{sp} \sim 0,95\sigma_{0,2}$); 3 — нагружение-выдержка под нагрузкой — разгрузка (неполная) — нагружение вновь до разрыва; 4 — нагружение-выдержка под нагрузкой — разгрузка — выдержка в свободном состоянии — нагружение вновь до разрыва (4 а — при $\sigma_{sp} \approx 0,9\sigma_{0,2}$; 4 б — при $\sigma_{sp} \approx 0,5\sigma_{0,2}$).

Исследования проводили на универсальной испытательной машине ЦД-100М при шкале 40 тс с оценкой деления 0,980665 кН (100 кгс). Удлинения измеряли на базе 300 мм индикаторным тензомером НИИЖБ. Концы образцов усиливали запрессованными стальными гильзами для зажима их в захватах машин. Рабочая длина образцов составляла 65...70 см при полной 95...100 см.



Диаграммы растяжения канатов К-7 Ø 15 мм при различных режимах

— — — опытная при ступенчатом нагружении; — — — расчетная по [3] при узлах интерполяции $\sigma_{0,05}$, $\sigma_{0,2}$, $\sigma_{0,5}$, σ_u

Диапазон нагружения разбивали на 25...27 этапов в соответствии с ожидаемым характером диаграммы деформирования каната. В пределах нагрузок, вызывающих в канате развитие только упругих и малых пластических деформаций ($P < 190$ кН), поэтапное приращение нагрузки составляло ~ 10 кН с выдержкой в течение 5...10 с для снятия отсчетов, далее с приращением на этапах в 4 и 2 кН с выдержкой в течение 30...40 с для снятия отсчетов после выбора быстронатекающих деформаций ползучести арматуры. Приращения нагрузок на всех этапах подавали со скоростью, не превышающей 1,5 кН/с.

Испытания по режимам 2 и 3 отличались промежуточной выдержкой усилия натяжения на заданном уровне $P = 190$ кН (соответствующей напряжениям в канате $\sim 0,95\sigma_{0,2}$) в течение примерно 2 ч до прекращения интенсивных деформаций ползучести.

Для испытаний по режиму 4 осуществляли предварительное натяжение канатов на стенд длиной 12 м и выдерживали под нагрузкой в условиях релаксации в течение 120...150 ч. Натяжение осуществляли гидравлическим домкратом с контролем усилия по образцовому манометру насосной станции при цене деления шкалы 1,3 кН. Выдерживаемый уровень напряжений составлял $\sim 0,9\sigma_{0,2}$ и $\sim 0,5\sigma_{0,2}$. После разгрузки образцы хранили в свободном состоянии в течение 12...15 мес, затем после разрезки и запрессовки на концах гильз испытали на растяжение до разрыва.

Всего было испытано 62 образца, из них 26 — для определения исходных диаграмм растяжения; 23 — для испытаний по режимам 2, 3 и 13 — для испытаний по режиму 4. Результаты статистической обработки данных приведены в табл. 1, опытные диаграммы растяжения канатов показаны на рисунке.

Анализ этих данных позволяет отметить следующее.

Очертание диаграмм повторного нагружения за вычетом выбранной части пластических деформаций практически повторяет очертание исходной диаграммы растяжения.

Модуль упругости канатов при повторном нагружении снижается на 10...12 % по сравнению с начальным, определенным по ветви первого нагружения, и более близок к нормируемому для канатов К-7 ($E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа).

Предварительное нагружение и выдержка под нагрузкой при $\sigma_{con} \geq 0,9\sigma_{0,2}$ приводят к повышению предела упругости канатов. Деформирование их при повторном нагружении до уровня

Режим испытаний	Вид статистики	Характеристики диаграмм					
		E_s , МПа	$\sigma_{0,05}$, МПа	$\sigma_{0,2}$, МПа	$\sigma_{0,5}$, МПа	σ_u , МПа	r_{po} , %
1	$\bar{X}$	196 459	1138	1373	1485	1633	3,01
	S	11 353	104	39,9	36,5	17,8	0,32
	v, %	5,78	9,2	2,9	2,45	1,09	10,6
	n, шт.	26	23	21	19	13	12
2	$\bar{X}$	201 452	1129	1306/1374**	1503	1626	3,03
	S	11 117	80,7	37,9	25,6	16,7	0,7
	v, %	5,51	7,13	2,76	1,7	1,03	23
	n, шт.	12	11	11	8	8	8
3	$\bar{X}$	180 477	1401	1476	1535	1622	2,8
	S	1845	11,9	16,3	18,8	18,3	0,67
	v, %	1,02	0,85	1,1	1,22	1,13	23,7
	n, шт.	11	11	11	11	10	8
4 а	$\bar{X}$	192 020	1214	1443	1522	1622	2,2
	S	12 476	112	34	21,8	26,8	0,53
	v, %	6,5	9,23	2,35	1,43	1,65	20,5
	n, шт.	14	14	14	14	11	11
4 б	$\bar{X}$	200 587	1147	1383	1490	1607	2,65
	S	5349	46,7	20,1	14,9	20,9	0,25
	v, %	2,67	4,07	1,45	1,0	1,3	9,38
	n, шт.	9	9	9	9	9	9

** Над чертой — значение, зафиксированное на площадке ползучести; под чертой — значение на кривой исходной диаграммы.

Таблица 2

Режим испытаний	$\frac{\bar{\sigma}_{el}}{\bar{\sigma}_{el}^0}$	$\frac{\bar{\sigma}_{0,05}}{\bar{\sigma}_{0,05}^0}$	$\frac{\bar{\sigma}_{0,2}}{\bar{\sigma}_{0,2}^0}$	$\frac{\bar{\sigma}_{0,5}}{\bar{\sigma}_{0,5}^0}$
2	1,0	1,00	1,00	1,000
3	1,3	1,23	1,075	1,033
4а	1,2	0,067	1,05	1,025
4б	1,0	1,00	1,00	1,000

Таблица 3

Режим испытаний	$\bar{\sigma}_{0,5}$, МПа		Расхождение, %
	опытное	вычисленное по [3]	
1	1485	1467	—1,23
2	1503	1469	—2,3
3	1535	1524	—0,74
4а	1522	1521	—0,085
4б	1490	1470	—1,31

Таблица 4

Диаметр, мм	Уровень натяжения $\frac{\sigma_{con}}{\sigma_{0,2}^0}$	$\frac{\sigma_{el}}{\sigma_{0,2}}$	$\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_u}$	$\sigma_{0,2} = R_{sn}$, МПа	Повышение $\sigma_{0,2}$, % к исходному	
					вычисленное	опытное [4]
15	0	0,60	0,800	1295	—	—
	0,7	0,74	0,826	1336	3,2	4,0
	1,0	0,94	0,864	1397	7,9	9,0
12	0	0,60	0,800	1334	—	—
	0,7	0,74	0,826	1378	3,3	4,0
	1,0	0,94	0,866	1444	8,2	9,0
9	0	0,60	0,800	1373	—	—
	0,7	0,74	0,827	1420	3,4	4,0
	1,0	0,94	0,866	1489	8,4	9,0
6	0	0,60	0,800	1450	—	—
	0,7	0,75	0,826	1502	3,6	4,0
	1,0	0,94	0,864	1571	8,3	9,0

напряжений, соответствующих уровню преднапряжения, происходит по линейному закону. В связи с этим предел упругости канатов σ_{el} при повторном нагружении можно принять равным

преднапряжению σ_{sp} . Соответственно повышаются характеристики сопротивления каната малым пластическим деформациям $\sigma_{0,05}$, $\sigma_{0,1}$, ..., $\sigma_{0,5}$. Количественные значения основных характе-

ристик диаграмм повторного нагружения $\bar{\sigma}_{el}$, $\bar{\sigma}_{0,05}$, $\bar{\sigma}_{0,2}$ и $\bar{\sigma}_{0,5}$ к соответствующим характеристикам исходных диаграмм $\bar{\sigma}_{el}^0$, $\bar{\sigma}_{0,05}^0$, $\bar{\sigma}_{0,2}^0$ и $\bar{\sigma}_{0,5}^0$ приведены в табл. 2. Повышение характеристик $\sigma_{0,05} \dots \sigma_{0,5}$ и изменение показателей их статистического разброса (см. табл. 1) подтверждают стабилизирующее влияние преднапряжения.

При приближении опытных диаграмм $\sigma_s - \epsilon_s$ кубическим сплайном [3] во всех случаях достигается хорошая сопоставимость опытных и теоретических кривых на всем диапазоне деформирования канатов (см. рисунок). Сопоставление вычисленных по [3] и опытных значений $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_{0,5}$ показывает, что их расхождение не превышает 2,5 % (табл. 2...4).

Выводы

Экспериментальные данные показывают, что использование деформационного варианта теории упрочнения достаточно для нормирования прочностных свойств арматурных канатов К-7 с учетом влияния преднапряжения.

Проверка способа аналитического определения характеристики $\sigma_{0,5}$ диаграмм растяжения арматурных канатов по [3], основанного на экстремальных свойствах функции приближения, дала положительный результат. Это позволяет использовать при построении нелинейных диаграмм канатов К-7 как в исходном состоянии, так и с учетом влияния преднапряжения, минимум эмпирической информации, регламентированной ГОСТами в настоящее время.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1980. — 251 с.
2. Мадатян С. А. Расчетный аппарат технической теории упрочнения арматуры при предварительном напряжении // Совершенствование конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. — М.: НИЖБ, 1983. — С. 89—102.
3. Федоров Д. А. Применение технической теории упрочнения для арматурных канатов К-7 // Изв. вузов. Стр.-во и арх-ра. — 1986. — № 7. — С. 8—12.
4. Ганага П. Н., Каган В. Б., Майлян Д. Р. Расчет прочности элементов с учетом эффекта преднапряжения арматуры // Бетон и железобетон. — 1979. — № 9. — С. 21—23.

Строительное производство

УДК 693.546.3

Л. С. МАХВИЛАДЗЕ, канд. техн. наук, (Ин-т Стройиндустрия Грузпромгражданстроя); Т. Ш. БЕРЕКАШВИЛИ, инж. (Кутаисский ДСК)

Замоноличивание стыков наружных стен на высоту крупнопанельного здания

Опыт строительства и эксплуатации крупнопанельных зданий показывает, что в вертикальных стыках наружных стеновых панелей наиболее вероятно возникновение трещин и протекание воды. В связи с этим замоноличивание этих стыков является ответственной технологической операцией, поскольку обеспечивает не только механическое взаимодействие сборных элементов, но и требования влагонепроницаемости.

Существует множество конструктивных решений стыков, однако большинство из них неэффективно, так как долговечность стыков обычно меньше физической долговечности всего здания. Одной из причин плохого качества стыков является невозможность надежного бетонирования пазов, щелей и полостей из-за их труднодоступности, а также высокая трудоемкость опалубочных работ, т. е. низкая технологичность.

В связи с этим при конструктивном решении крупнопанельных зданий с напрягаемой арматурой и шпоночным соединением элементов [1], техноло-

гичности замоноличивания вертикальных стыков наружных стеновых панелей уделялось особое внимание.

С учетом требований точности изготовления зданий и монтажа предусмотрена конструкция стыкуемых элементов, позволяющая создать замкнутые вертикальные полости между гранями наружных и внутренних стеновых панелей, в которых размещается вертикальная канатная или стержневая арматура. Это позволяет выполнить замоноличивание стыков безопалубочным способом и применить механизированное заполнение полостей стыков бетоном или раствором.

После монтажа здания и при необходимости натяжения вертикальной арматуры производят затирку зазоров между кромками стыкуемых элементов. Затем с помощью растворонасосов вертикальные полости заполняют литым раствором. Сначала последовательно и непрерывно заливают все полости на высоту 3...4 этажей, затем на следующие 3...4 этажи и до заполнения стыков

на всю высоту здания. Ограничение высоты заполнения полостей вызвано вероятностью появления трещин в затирке зазоров от возникающего гидростатического давления в растворе. Пока заливают раствор в последующие стыки, в ранее залитых полостях под воздействием гидростатического давления происходит интенсивный процесс удаления свободной воды через поры в материал стеновых панелей. Фильтрация свободной воды происходит тем интенсивнее, чем больше высота залитого раствора и соответственно гидростатическое давление. При этом значительно возрастает плотность залитого раствора, Ц/В и прочность раствора замоноличивания после твердения. Затвердевший раствор в вертикальных стыках воспринимает сдвигающие усилия при горизонтальных ветровых и сейсмических воздействиях на здание. Кроме того, через раствор замоноличивания передаются усилия от напрягаемой арматуры к стыкующим элементам.

Прочность затвердевшего раствора

зависит в основном от активности вяжущего и Ц/В. При замоноличивании глубоких металлонасыщенных полостей с помощью растворонасоса немаловажным фактором является подвижность растворной смеси и ее гранулометрический состав. Подвижность должна быть достаточно высокой, чтобы обеспечивалось проникание раствора во все полости и исключалось образование пазух и каверн. В то же время увеличение подвижности в зависимости от Ц/В снижает прочность раствора и усадку.

В лабораторных условиях экспериментально определяли классы цементно-песчаных растворов для замоноличивания, изготовленных на песке с $M_k = 1,35 \dots 2,0$ для раствора классов до В10 и $M_k \geq 2,1$ для раствора классов выше В10. Зависимость прочности раствора от Ц/В и от расхода цемента на 1 м^3 песка показана на рисунке. С увеличением Ц/В класс раствора увеличивается практически по линейной зависимости. Для теоретического определения прочности раствора R_p на портландцементе в [2] предлагается формула

$$R_p = 0,25R_u(\text{Ц/В} - 0,4), \quad (1)$$

где R_u — прочность цемента.

Кроме того, по [3] прочность раствора зависит от количества и марки цемента, а также от крупности песка, и с некоторым запасом может выражаться зависимостью

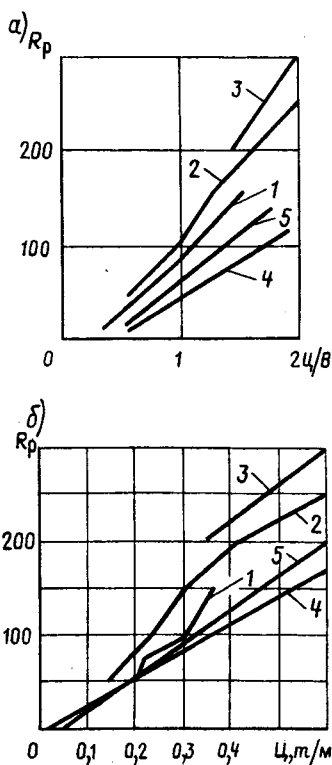
$$R_p = KR_u(m - 0,05) + 4, \quad (2)$$

где K — коэффициент, учитывающий качество песка ($K = 1$ для крупного, $K = 0,8$, среднего, $K = 0,5 \dots 0,7$ для мелкого); m — отношение количества цемента к количеству песка.

Сопоставление экспериментальных данных с теоретическими показывает, что формулы (1) и (2) дают заниженные значения прочности раствора. Более точно экспериментальные данные (рис. 1) аппроксимируются зависимостью

$$R_p = 0,35R_u(\text{Ц/В} - 0,2). \quad (3)$$

Теоретические и экспериментальные исследования проводили на растворах, уложенных в плотный объем, исключаящий фильтрацию свободной воды и уплотнение растворной смеси. При замоноличивании вертикальных стыков раствор находится в иных условиях, поскольку при заливке на значительную высоту в нем создается избыточное давление, приводящее к фильтрации и диффузии свободной воды. Это явление хорошо описывается гидравлическими расчетами для многофазовых жидкостей. В системе раствор замоноличивания — бетон стеновых панелей возникает градиентное поле, способствующее просачиванию свободной воды через микро- и макропоры, а также



Зависимость прочности раствора замоноличивания вертикального стыка от Ц/В и активности цемента (а) и от расхода цемента (б)

1 — $R_u = 30$ МПа; 2 — $R_u = 40$ МПа; 3 — $R_u = 50$ МПа; 4 — при $R_u = 30$ МПа; 5 — $R_u = 40$ МПа

ее диффузии в бетон. С удалением свободной воды [3] увеличивается Ц/В и прочность раствора на 50...80 %. Подобное явление описано в [1], где экспериментально сопоставляли прочность раствора, уложенного в плотный и пористый объемы, позволяющий производить отсос свободной воды из раствора. Опыты показали, что уплотнение раствора за счет отсоса свободной воды

увеличивает его прочность в 1,5 раза по сравнению с раствором, твердевшим в плотном объеме.

Таким образом, оптимальный состав и подвижность раствора определяются значением Ц/В, обеспечивающим удобоукладываемость с помощью растворонасоса, исключаящим расслоение раствора при замоноличивании. По экспериментальным данным наиболее приемлем раствор с подвижностью 16...20 см, Ц/В = 1,1 и отношением цемента к песку 1:2,5. При активности цемента 400 прочность раствора составила 15 МПа, после отжимания воды под давлением плотность повысилась до 20 МПа.

В ТбИЛЗНИИЭПе исследовали стыки экспериментального девятиэтажного крупнопанельного дома в Кутаиси, в котором вертикальные стыки замоноличивали литым раствором с помощью растворонасоса на всю высоту здания. Вскрытие вертикальных стыков через несколько лет после замоноличивания показало высокую прочность раствора и полное отсутствие раковин, пустот, усадочных трещин и признаков расслоения.

Исследования прочности и удобоукладываемости раствора для замоноличивания вертикальных стыков крупнопанельных зданий подтвердили преимущество предлагаемой технологии по сравнению с традиционными методами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Махвиладзе Л. С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение. — М.: Стройиздат, 1987. — С. 142—146.
2. Воробьев В. А., Комар А. Г. Строительные материалы. — М.: Стройиздат, 1971. — С. 195—207.
3. Циловани З. Н. Усадка и ползучесть бетона. — Тбилиси: Мецниереба, 1979. — С. 34—75.

Нужны партнеры!

ПиКТИ «Казэнергoproект» ищет партнеров по созданию новых типов смесителей бетонных смесей на принципах волновых процессов.

Принимает на себя финансирование поисковых научно-исследовательских работ, а также проектирование, изготовление и внедрение этих установок.

**С предложениями обращаться по адресу:
637001, г. Павлодар, ул. Красноармейцев, 23,
«Казэнергoproект».**

УДК 624.073.11

Э. Д. ЧИХЛАДЗЕ, канд. техн. наук, А. Д. АРСЛАНХАНОВ, инж.
(Харьковский автомобильно-дорожный ин-т)

Несущая способность сталебетонных плит

Разработке теории и методов расчета плит с внешним армированием уделяется в последнее время большое внимание [1, 2]. Это объясняется тем, что применение таких конструкций повышает прочность и жесткость перекрытий малой высоты [1], снижает металлоемкость, стоимость и трудоемкость строительства.

Авторами рассмотрена шарнирно опертая сталебетонная пластинка, нагруженная равномерно распределенной по поверхности нагрузкой. Поперечные связи, препятствующие отслоению стального листа от бетона, считают абсолютно жесткими как вдоль опорного контура, так и в пролете. При этом приняты основные допущения теории тонких плит. Для объединения листа с бетоном служат цилиндрические анкера, расположенные симметрично с равным шагом. Шаг анкерных упоров Δ определяют из условия равенства предельных нагрузок по контакту и нормальному сечению.

Предположив [3], что плита разрушается по известной схеме «конверта» (см. рисунок) и при этом $\alpha_i = \sigma_2 / \sigma_1 = \text{const}$ в стали и бетоне с появлением в конструкции деформаций нелинейного характера. Тогда α_i , найденная из упругого расчета, будет справедлива для точек плиты вдоль линии пластического шарнира в предельном состоянии.

Предельный момент по длине пластического шарнира определяют по формуле

$$M_i = \int_0^l A_s \sigma_{si} \left(h_0 - \frac{A_s \sigma_{si}}{2R_{bi}} \right) dx, \quad (1)$$

где A_s — площадь листовой арматуры на единицу длины пластического шарнира; σ_{si} , R_{bi} — предельные напряжения в стальном листе и бетоне с учетом двухосного напряженного состояния.

Критерием текучести в стальном листе является условие пластичности по энергетической теории Мизеса. Для нахождения R_{bi} используют гипотезу прочности бетона [4].

Составив уравнения, характеризующие работу внешних и внутренних сил, и приравняв их между собой, получим выражение для нахождения предельной нагрузки при разрушении плиты по нормальному сечению

$$q_n = \frac{24}{ab(3-\nu)} \times [M_1 \operatorname{tg} \varphi + (M_1 + M_2) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{aM_2}{b}], \quad (2)$$

где

$$M_1 = \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{n}; \quad M_2 = \sum_{j=1}^m \frac{M_j}{m};$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{b}{\nu a}; \quad \operatorname{ctg} \varphi = \frac{\nu a}{b};$$

n, m — число участков на которое разделена линия AA' и $A'D'$ пластического шарнира.

В результате численных расчетов находим такое значение φ , при котором

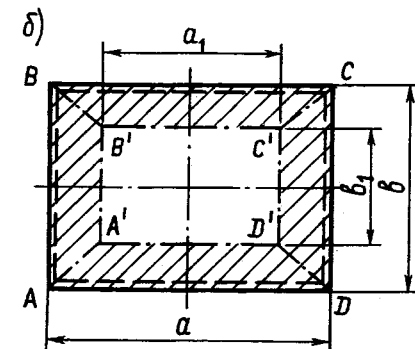
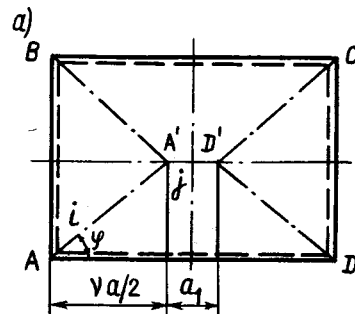


Схема излома плиты

a — разрушающая нагрузка по нормальному сечению; b — то же по контакту. Заштрихованы зоны текучести контакта

разрушающая нагрузки окажется минимальной. Предельную нагрузку на анкер устанавливают из условия смятия бетона или среза анкера по зависимостям [5]:

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 316d^2 R_b^{0.5}, \\ Q_a &= 6,3d^2 R_{sw}, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где R_{sw} — расчетное сопротивление растяжению анкера; d — диаметр анкера.

При равномерном размещении анкеров по площади контакта наиболее нагруженными оказываются анкерные упоры, расположенные вдоль опорного контура. Очевидно, что предельное состояние в этих анкерах наступит раньше, чем в других. На этом основании можно предположить кинематическую схему предельного состояния, показанную на рисунке. Принимая во внимание одну из предпосылок, согласно которой прогибы малы по сравнению с высотой плиты, найдем углы взаимного поворота дисков при единичном вертикальном перемещении:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{2}{b-b_1}; \quad \alpha_2 = \frac{2}{a-a_1} \\ \alpha_3 &= \alpha_1 \cos \varphi + \alpha_2 \sin \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Уравнение работ внешних и внутренних сил системы на бесконечно малых перемещениях

$$V = A + A_{ан} + A_{из}. \quad (5)$$

Работа внешних сил

$$V = \frac{q}{6} [2(ab + a_1 b_1) + ab_1 + a_1 b]. \quad (6)$$

Работа внутренних сил складывается из работы анкеров $A_{ан}$ и работы усилий, возникающих в поперечном сечении вследствие излома $A_{из}$. Работа анкеров выражается зависимостью

$$A_{ан} = 2\tau_a (\Gamma_1 S_1 + \Gamma_2 S_2), \quad (7)$$

где $\tau_a = Q_a / \Delta^2$; Γ_1 и Γ_2 — сдвиг по контакту в пределах дисков $ABB'A'$ и $BCC'B'$; $\Gamma_1 = \alpha_1(h_b - x)$; $\Gamma_2 = \alpha_2(h_b - x)$; h_b — высота бетонного слоя; x — высота сжатой зоны бетона; $x = \epsilon_1 / \alpha_1 = \epsilon_2 / \alpha_2 = \epsilon_3 / \alpha_3$; S_1, S_2 — площади

дисков: $S_1 = (a + a_1)(b - b_1)/4$; $S_2 = (b + b_1)(a - a_1)/4$.

Работа усилий, возникающих в поперечном сечении вследствие излома,

$$A_{из} = \sum_{i=1}^8 M_i \alpha_i l_i, \quad (8)$$

где l_i — длина i -го участка излома; M_i — момент вдоль i -го участка: $M_i = R_b x^2/2$; α_i — угол поворота смежных дисков.

Сделав подстановки и приняв $R_{b1} = R_b$, после простых преобразований получим уравнение для определения разрушающей нагрузки

$$q_k = \frac{6\tau_a(h_b - 0,5x)(a + b + a_1 + b_1)}{2(ab + a_1b_1) + ab_1 + a_1b}, \quad (9)$$

где

$$x = \frac{\tau_a(a + a_1)(b - b_1)}{4R_b a}.$$

Используя условие $S_1/a = S_2/b$, выразим a_1 через a , b , b_1

$$a_1 = \frac{(b + b_1)a^2 + (b_1 - b)ab}{b^2 - bb_1 + b_1a + ab}. \quad (10)$$

Численный анализ уравнения (9) показал, что для получения минимальной разрушающей нагрузки следует принять $b_1 = b - 2\Delta$. Для инженерных расчетов $b_1 = b$, $a_1 = a$, тогда выражение для подсчета шага анкеров

$$\Delta = \left[\frac{2Q_a h_b (a + b)}{q_n ab} \right]^{0,5}, \quad (11)$$

где q_n определяют по приближенным зависимостям [2] или с использованием ЭВМ по рассмотренной методике.

Для проверки предложенных зависимостей рассчитали железобетонные плиты и эквивалентные им по расходу рабочей арматуры сталебетонные плиты (табл. 1). Для железобетонных плит исключали условие пластичности Мизеса, а напряжения в арматуре считали равными σ_T . Сталебетонные плиты рассчитывали с теми же характеристиками (h_0 , R_b , σ_T), что и железобетонные.

Таблица 1

Размер плиты, м	Железобетонные плиты							Сталебетонные плиты		
	$\mu_{ax} + \mu_{ay}$, см ²	h_0 , см	R_b , МПа	σ_T , МПа	q_T , кН/м ²	$q_{оп}$, кН/м ²	$\frac{q_{оп} - q_T}{q_T}$, %	δ , см	q_T^* , кН/м ²	$\frac{q_T^* - q_T}{q_T}$, %
2×2	0,081	6,35	26,5	408,0	60,3	63,0	4,2	0,081	106,5	76,5
3×2	0,077	10,50	26,5	427,9	71,7	74,5	3,7	0,077	136,1	89,8

Таблица 2

Марка образца	R_k , МПа	σ_T , МПа	P_T^* , кН	P_T^H , кН	$P_{оп}$, кН	$\frac{P_{оп} - P_T^*}{P_T^*}$, %	u_p , см	Шаг анкеров, см
Б-1-1а	54,8	400	123	389	111	-9,7	4,7	15,0
Б-1-1б	54,8	400	180	404	205	13,9	4,5	10,0
Б-2-1а	54,8	400	180	397	173	-8,0	7,1	15,0
Б-3-1б	57,5	398	228	528	237	3,9	3,3	7,5

Также рассчитали сталебетонные балки [6], разрушившиеся по контакту (табл. 2). Расхождение опытных $P_{оп}$ и теоретических значений нагрузок по контакту P_T^* не превышало 13,9 %. Как и следовало ожидать, предельные нагрузки по нормальному сечению P_T^H оказались значительно выше опытных $P_{оп}$ и теоретически найденных нагрузок P_T^* . Это объясняется тем, что шаг анкерующих стержней приняли больше требуемого. Значения u_p определили из условия равенства предельных нагрузок по нормальному сечению и контакту (см. табл. 2).

Выводы

Получены уравнения, позволяющие установить несущую способность сталебетонных плит при разрушении их по нормальному сечению и контакту листовой арматуры с бетоном. Из условия равенства предельных нагрузок рекомендуется находить требуемую интенсивность анкерования листовой арматуры.

Несущую способность железобетонных плит можно существенно повысить, заменив стержневую арматуру листовой при одинаковом расходе стали.

Анализом результатов сопоставления теоретических данных с опытными установлено, что полученные зависимости можно рекомендовать для практических расчетов плит и балок с внешним листовым армированием.

Приведенные зависимости рекомендуются для расчетов сталебетонных

плит для широкого класса бетонов (В15...В50), при толщине стального листа $\delta = (1/40 \dots 1/100)$ рабочей высоты сечения. При назначении диаметра анкерующих стержней и толщины стального листа следует придерживаться требований п. 3.46 СНиП 2.03.01 — 84.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Воронков Р. В. Железобетонные конструкции с листовым армированием. — М.: Л.: Стройиздат. — 1975. — 145 с.
- Скоробогатов С. М., Бочагов В. П. О применении метода предельного равновесия к расчету несущей способности опертых по контуру плит с внешним листовым армированием // Известия вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1985. — № 4. — С. 1—5.
- Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. — М.: Стройиздат. — 1949. — 280 с.
- Ноткус А. И., Кудзис А. П. О применении теории малых упругопластических деформаций и теоретическом обосновании условия прочности бетона // Железобетонные конструкции. 1977. — № 8. — С. 21—30.
- Стрелецкий Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. — М.: Транспорт. — 1981. — 360 с.
- Голосов В. Н., Залесов А. С., Бирюков Г. П. Расчет конструкций с внешним армированием при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. — 1977. — № 6. — С. 14—17.

Н. Н. ПОПОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ); Н. Г. МАТКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. А. ГОНЧАРОВ, канд. техн. наук (Калининский политехнический ин-т)

Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении

Одним из способов эффективного использования высокопрочной арматуры в железобетонных колоннах является применение косвенного армирования. Исследования, проводившиеся при статическом действии нагрузки, касались в основном предельных стадий работы конструкции с получением зависимостей прочности и деформативности [1...4].

В МИСИ совместно с НИИЖБом с целью изучения особенностей работы внецентренно сжатых элементов с продольной высокопрочной и поперечной арматурой в виде сеток при статическом и кратковременном динамическом нагружении исследовали образцы и получили полные диаграммы деформирования. Для экспериментов использовали 28 образцов квадратного сечения размером $800 \times 200 \times 200$ мм с симметричным армированием нормальных сечений. В середине сечения образца установили датчики напряжений [1]. Продольная арматура — $4 \varnothing 12$ Ат-V, марки 20ГС с условным пределом текучести $\sigma_{0,2} = 1020$ МПа. Для стержней сеток поперечного армирования применяли арматурную сталь класса А-III, диаметром 6 и 8 мм. Сетки устанавливали по длине образцов с различным шагом, при этом коэффициент косвенного армирования составлял 0...5,2 %. Для изучения влияния эксцентриситета приложения нагрузки на работу внецентренно сжатых элементов при статическом и кратковременном динамическом нагружении приняли три значения начальных эксцентриситетов: $e_0 = 0; 0,03$ и $0,07$ мм. Характеристики образцов и результаты испытаний представлены в таблице.

Статические испытания образцов осуществляли в специальной установке, позволяющей поддерживать постоянную скорость притока деформаций и получать ниспадающие участки диаграммы деформирования. Нагрузку на образец прикладывали ступенями по 0,1...0,01 разрушающей с выдерживанием на каждом этапе по 10 мин.

Для динамического нагружения опытных образцов использовали копровую установку, состоящую из двух вертикальных направляющих стоек, массивного основания, ударного снаряда мас-

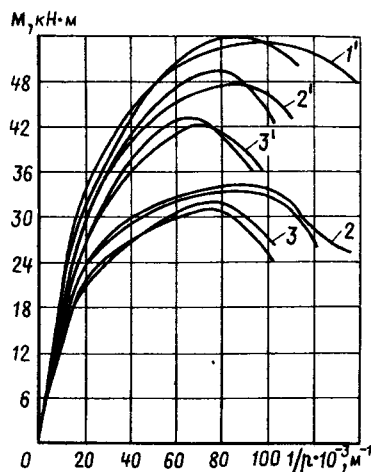


Рис. 1. Сравнение опытных (—) и расчетных (---) полных диаграмм деформирования $M - 1/r$ для внецентренно сжатых образцов при статическом (2, 3) и кратковременном динамическом нагружении (1...3) с различными коэффициентами косвенного армирования
1, 1' — $\mu_{xy} = 0,052$; 2, 2' — $\mu_{xy} = 0,029$; 3, 3' — $\mu_{xy} = 0,019$; $\mu_s = 0,016$

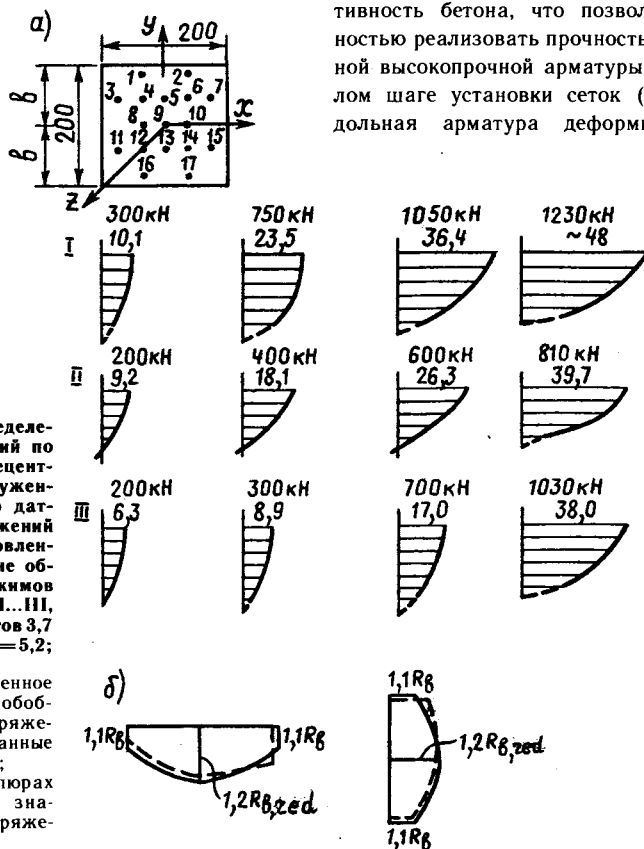


Рис. 2. Распределение напряжений по сечению внецентренно нагруженных призм по датчикам напряжений 1...17, установленным в середине образца для режимов нагружения I...III, эксцентриситетов 3,7 и 3 см при $\mu_{xy} = 5,2; 2,9$ и $1,9$ %
а — внецентренное сжатие; б — обобщенные напряжения, описанные параболоидом; цифры на эпюрах соответствуют значениям напряжений, МПа

сой 10 кН и устройства для торможения груза. Высоту падения груза подбирали из условия, чтобы довести образец до разрушения однократным ударом. Продольные и поперечные деформации бетона измеряли тензорезисторами с базой 50 мм и фотоэлектрическими датчиками перемещений, установленными через 550 мм. Деформации продольной арматуры и стержней сеток фиксировали тензорезисторами на полимерной основе с базой 20 мм.

Из рис. 1, на котором приведены полные диаграммы деформирования, видно, что в целом они аналогичны. Повышенная несущая способность при динамическом нагружении объясняется динамическим упрочнением бетона условного ядра сечения и арматуры сеток, создающим объемно-напряженное состояние. Характеристики продольной высокопрочной арматуры изменялись незначительно. Динамическое упрочнение возрастало с ростом коэффициента косвенного армирования — для образцов с $\mu_{xy} = 0,016$ коэффициент динамического упрочнения составил 1,25, а для образцов с $\mu_{xy} = 0,052$ и 1,56.

Из рассмотрения опытных зависимостей установлено, что предельные деформации бетона сжатой грани при динамическом воздействии оказались ниже на 7...12 %, чем при статическом нагружении. Во всех образцах косвенное армирование (сварные сетки) значительно повысило деформативность бетона, что позволило полностью реализовать прочность продольной высокопрочной арматуры. При малом шаге установки сеток ($5d_s$) продольная арматура деформировалась

без выпучивания до напряжений, превышающих условный предел текучести $\sigma_{0.2}$. С увеличением эксцентриситета приложения продольной силы эффективность от применения сеток существенно снижается. Так при изменении отношения e_0/h от 0 до 0,33 прочность образцов уменьшилась в два раза.

Анализ кривых диаграмм деформирования позволил выявить характерные участки, соответствующие упругой работе элемента (ОА), отслоению защитного слоя (АВ), интенсивному развитию трещин в бетоне ядра сечения (ВВ) с неравномерным распределением напряжений и полному разрушению образца с разрывом стержней сеток и потери устойчивости продольных стержней (рис. 2).

Для расчета прочности внецентренно сжатых элементов с продольной высокопрочной и косвенной арматурой использовали методику норм с учетом динамического упрочнения бетона и арматуры. В этом случае динамическую приведенную призматическую прочность бетона $R_{bd,red}$ условного ядра сечения определяли по формуле

$$R_{bd,red} = R_b \gamma_{bv} + R_{sd,xy} \mu_{xy} \varphi_d, \quad (1)$$

где γ_{bv} , μ_{xy} , φ_d — коэффициенты динамического упрочнения бетона, косвенного армирования и его эффективности.

При этом предельные относительные деформации бетона по наиболее сжатой грани элемента, армированного продольной и поперечной арматурой, оценивали эмпирической зависимостью

$$\hat{\epsilon}_{b,red} = 300 + (1025 - R_b) \times \sqrt{400 \mu_{xy} \frac{\mu_s \sigma_{xy}}{3B}} 10^5, \quad (2)$$

где B — класс бетона.

Проведенные расчеты и сопоставление их с опытными данными показали, что расхождение между опытными и теоретическими значениями разрушающих нагрузок находилось в пределах 12%.

Изложенный подход позволяет определить только несущую способность элемента в предельной стадии. Однако в соответствии с особенностями работы конструкций при динамических нагрузках необходимо располагать информацией о деформировании и раскрытии трещин или работе железобетонных элементов на всех стадиях, вплоть до разрушения (рис. 3). Этого можно добиться при использовании в расчетах реальных диаграмм деформаций бетона и продольной высокопрочной арматуры. Для элементов с косвенным армированием диаграмма деформирования отлична от $\sigma_b - \epsilon_b$ для обычного

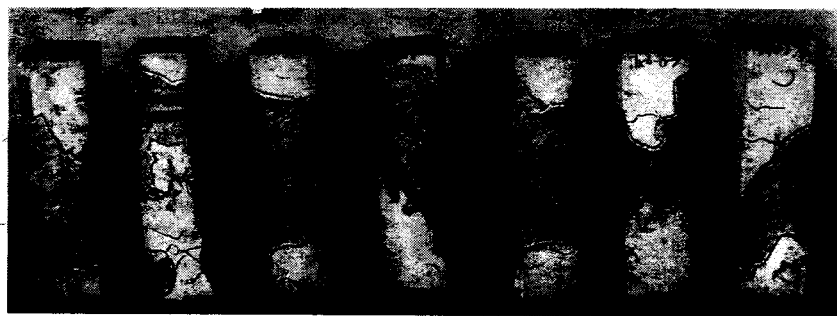


Рис. 3. Фактическое разрушение опытных образцов с поперечным сетчатым армированием при внецентренном сжатии

бетона. В результате обработки экспериментальных данных образцов с косвенным армированием установлено, что диаграмму $\sigma - \epsilon$ можно представить зависимостью

$$\sigma_b = R_{b,red} \left[a_1 \frac{\epsilon}{\epsilon_{bu}} + a_2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{bu}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{bu}} \right)^3 \right], \quad (3)$$

где ϵ_{bu} — предельные деформации бетона ядра; a_i — коэффициенты многочлена [3, 4].

Диаграмму деформирования высокопрочной продольной арматуры принимают в виде двух линейных участков, один из которых описывает упругую, второй — упругопластическую стадию деформирования.

Во внецентренно сжатом сечении с использованием реальных диаграмм бетона и арматуры для любой стадии напряженного состояния выполняют условия равновесия

$$\int_0^{\xi_d h_0} \sigma(\epsilon) b dy + A'_s \sigma'_{sd} - \int_0^{y_{id}} \sigma_{id}(\epsilon_i) b dy - A_s \sigma_{sd} = N_d; \quad (4)$$

$$N_{sd}(h_0 - \gamma \xi_d h_0) + N'_{sd}(\gamma \xi_d h_0 - a') + \int_0^{y_{id}} \sigma_{id}(\epsilon_i) b (\xi_d h_0 - \gamma \xi_d h_0 + y_{id}) dy = N_d e. \quad (5)$$

После интегрирования с учетом гипотезы плоских сечений зависимости (4) и (5) можно записать в виде

$$R_{bd,red} \omega b \xi_d h_0 + A'_s \sigma'_{sd} - N_{id} - A_s \sigma_{sd} = N_d; \quad (6)$$

$$A_s \sigma_{sd} h_0 (1 - \gamma \xi_d) + A'_s \sigma'_{sd} h_0 \times \left(\gamma \xi_d - \frac{a_1}{h_{01}} \right) + N_{id} y_{id} = N_d e. \quad (7)$$

Уравнения (6), (7) являются нелинейными и обычно в замкнутом виде их решение получить не удастся, поэтому использовали численные методы. При этом предполагали, что ϵ увеличивается от 0 с определенным шагом ϵ' , при этом вычисляли соответствующую

Серия	Марка образца	μ_{xy} , %	R_b , МПа	$R_{b,red}$, МПа	N_{lst} , кН	N_{cat} , кН	$\frac{N_{lst}}{N_{cat}}$
I	Пс-0-1	0,029	23,1	43,0	1582	1652	0,95
	Пс-0-2		23,1	43,2	1600	1660	0,96
	Пд-0-1		25,4	64,5	2163	2251	0,96
	Пд-0-2		25,4	64,0	2286	2230	1,02
II	Пс-3-1	0,019	23,1	40,1	1030	1081	0,95
	Пд-3-1		25,4	59,5	1456	1483	0,98
III	Пс-3-1	0,029	23,1	42,7	1145	1162	0,98
	Пс-3-2		23,1	43,0	1150	1174	0,97
	Пд-3-1		25,4	63,6	1581	1641	0,98
	Пд-3-2		25,4	63,6	1625	1646	0,98
IV	Пс-3-2	0,052	24,2	49,5	1231	1302	0,94
	Пд-3-2		25,4	69,2	1731	1815	0,95
V	Пс-7-1	0,029	24,2	42,5	780	795	0,98
	Пс-7-2		24,2	42,5	815	795	1,02
	Пд-7-1		25,4	63,1	1052	1012	1,04
	Пд-7-2		25,4	63,5	1021	1015	1,04
VI	Пс-3-1	0,000	24,2	24,2	935	852	1,09
	Пд-3-2		25,4	25,4	1381	1275	1,08

Примечание. Пс — статистическое нагружение, Пд — кратковременное динамическое.

шие значения ξ , N , M и $1/r$. Кроме того, по датчикам напряжений для центрального и внецентренного сжатия на рис. 2 представлено распределение напряжений в бетоне по высоте сечения элемента на всех стадиях нагружения, вплоть до полного разрушения. Характерно, что в крайних зонах сечения (по граням сечения) напряжения не достигают $R_{b,red}$ и составляют $1,1 R_b$, а в средней части сечения эти напряжения равны $\approx 1,2 R_{b,red}$ (см. рис. 2).

Для их определения рекомендуется зависимость

$$\sigma_{zo}^c = 1,2 R_{b,red} + \frac{1,1 - 1,2 R_{b,red}}{b^2} x^2 + \frac{1,1 R_b - 1,2 R_{b,red}}{b^2} y^2 + \frac{1,2 R_{b,red} - 1,1 R_b}{b^2} xy. \quad (8)$$

УДК 624.012.46.072.2

И. Н. СТАРИШКО, канд. техн. наук (Вологодский политехнический ин-т)

Расчет поперечной арматуры в железобетонных элементах

Авторы* на конкретном примере показали, что для обеспечения прочности по наклонным сечениям количество хомутов, определяемых по СНиП 2.03.01-84, оказывается завышенным.

По формуле (76) СНиПа авторы установили минимальную поперечную силу, воспринимаемую бетоном сжатой зоны над наклонной трещиной, причем в знаменателе приняли длину проекции наиболее опасного наклонного сечения S . Использование минимального значения Q_b для обеспечения несущей способности балки по наклонным сечениям приводит к максимальному расходу поперечной арматуры.

Если $Q_b < 0,5$, то расчет необходимо выполнять следующим образом. Длину проекции опасной наклонной трещины C_0 , при которой $Q_b + Q_{sw}$ является минимальным, определяют, приравняв 0 первую производную

$$\frac{dQ_{sw,b}}{dC} = 0$$

Все расчеты выполняли на ЭВМ. Со- поставление опытных и теоретических диаграмм, а также эпюр напряжений показало их удовлетворительное совпадение.

Выводы

По результатам испытаний опытных образцов получены фактические полные диаграммы деформирования с автоматической записью при статическом и динамическом нагружении, позволяющие применять аналитические способы расчета с составлением алгоритма расчета на ЭВМ.

При действии кратковременных динамических нагрузок целесообразно применять продольную высокопрочную арматуру совместно с поперечным армированием в виде сварных сеток или спиралей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Опытное определение напряжений в бетонных призмах и построение фактических диаграмм сжатия с нисходящим участком / Н. Г. Матков, О. Ю. Саммал, В. М. Жук, Р. Ю. Кульмет. Таллинн: Валгус.— 1986.— 115 с.
2. Чистяков Е. А., Бакиров К. К. Прочность и деформации сжатых элементов с косвенным армированием // Новое о прочности железобетона.— М.: Стройиздат.— 1977.— 60 с.
3. Попов Н. Н., Трекин Н. Н., Матков Н. Г. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона // Бетон и железобетон.— 1986.— № 11.— С. 33—34.
4. Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. / Под ред. Н. И. Карпенко.— М.: НИИЖБ, 1987.— 90 с.

$$Q_{sw,b} = q_{sw} C_0 + \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_l + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{C_0}, \quad (1)$$

$$\frac{dQ_{sw,b}}{dC} = q_{sw} - \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_l + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{C_0^2} = 0. \quad (2)$$

Из формулы (2)

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_l + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}. \quad (3)$$

Из выражения (2) также следует, что

$$q_{sw} C_0 = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_l + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{C_0}. \quad (4)$$

т. е. $Q_{sw} = Q_b$.

$Q_{sw,b}^{min}$ получим, подставляя C_0 из формулы (3) в выражение (1)

$$Q_{sw,b}^{min} = 2 \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_l + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 q_{sw}}. \quad (5)$$

Поперечную силу, воспринимаемую хомутами на единице длины элемента, определяем по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{C_0} = \frac{0,5Q}{C_0} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_l + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}. \quad (6)$$

Это выражение можно также получить из зависимости (5), подставляя Q вместо $Q_{sw,b}^{min}$.

Таким образом, пользуясь формулами (2)...(6) оказывается, что минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и поперечной арматурой $Q_{sw,b}^{min}$, отличается при $Q_b - Q_{sw} = 0,5Q$. По сравнению с опытными результатами, в балках со средним и большим количеством поперечной арматуры $Q_b = 0,5Q$ является завышенным для балок без преднапряжения, а для преднапряженных несколько заниженным. В нормах ЕКБ поперечная сила, воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной $Q_b < 0,5Q$ и $< Q_b$, определяют по формуле (76) СНиПа. Однако принятое в методике расчета $Q_b = 0,5Q$ оправдано тем, что косвенно включает влияние продольной арматуры пересеченной наклонной трещиной на прочность наклонных сечений, влияние сил зацепления шероховатой поверхности берегов в наклонной трещине и другие факторы.

Если же $Q_b > 0,5Q$ (балки с малой поперечной силой), то в целях экономии поперечной арматуры дальнейший расчет допускается выполнять, используя последовательность, изложенную авторами, принимая $Q_{sw} = Q - Q_b$.

* Однолько В. А., Жданов А. В. Расчет поперечной арматуры в железобетонных элементах // Бетон и железобетон.— 1989.— № 5.— С. 30—31

Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций

Железобетонные конструкции воспринимают нагрузки и воздействия в течение отведенного им срока эксплуатации. С течением времени прочность и деформативность, заложенные при изготовлении, изменяются.

Во время эксплуатации на железобетонные конструкции действуют сложные и комплексные нагрузки, включающие силовые, температурные и влажностные. Их длительность и интенсивность существенно влияют на характер напряженного состояния конструкции в любой момент времени.

Работоспособное время-ресурс конструкции тесно связано с уровнем напряжений в арматуре и бетоне и воздействиями окружающей среды. По данным натурных обследований складов минеральных удобрений срок службы железобетонных конструкций составляет 3...8 лет. Срок службы железобетонных плит покрытия депо Москва-III, в процессе эксплуатации которых происходила интенсивная коррозия вследствие доступа влаги к арматуре и агрессивного воздействия отопительных систем вагонов, — 30 лет. После 23 лет работы обрушилось покрытие здания «Конгрессхале» в Западном Берлине в результате длительной коррозии арматуры консольного участка покрытия в месте его сопряжения с вертикальной стеной. С течением времени в железобетоне отмечаются длительные деформации усадки и ползучести, влияющие на состояние несущих конструкций статически неопределимых систем. В процессе эксплуатации изменяется высота сжатой зоны, под влиянием ползучести снижается жесткость опорных и пролетных сечений. В результате в статически неопределимых системах с течением времени происходит перераспределение усилий.

В настоящее время основные расчеты железобетонных несущих конструкций базируются на анализе напряженно-деформированного состояния в элементах конструкции при кратковременных нагружениях. Несмотря на многочисленные исследования железобетона по учету фактора времени, влияние

длительных процессов учитывают в большинстве случаев косвенно.

Однако конструкции зданий и сооружений должны выполнять свои функции в течение определенного срока эксплуатации, поэтому первостепенное значение приобретают расчеты в стадии эксплуатации. После возведения сооружения под действием внешних нагрузок и окружающей среды поведение конструкций характеризуется случайным процессом накопления и развития повреждений [1...4], ослабляющих конструкцию, снижающих ее несущую способность и приводящих с течением времени к выходу ее из строя. При проектировании следует делать расчетную оценку срока службы отдельных элементов конструкции и сооружения в целом. Применяя методы технической диагностики с учетом предыстории поведения конструкций в любой момент времени, необходимо определить остаточную несущую способность и остаточный ресурс всех

элементов конструкции и сооружения. Установление остаточного ресурса необходимо при реконструкции зданий и сооружений, техническом перевооружении действующих предприятий и внедрении новых технологий.

В основу расчета ресурса железобетонных конструкций рекомендуется заложить пять принципов, определяющих поведение конструкции в эксплуатации и наступление предельных состояний с выходом ее из строя. Известно, что внутренние свойства конструкции изменяются с течением времени (рис. 1). В общем виде несущая способность $\Phi(t)$ с учетом фактора времени.

$$\Phi(t) = a_{\Phi}(t) \Phi_0, \quad (1)$$

где Φ_0 — несущая способность конструкции после ее изготовления при $t=0$; $a_{\Phi}(t)$ — функция времени, отражающая изменение несущей способности с течением времени при эксплуатации в связи с нарастанием прочности бетона, действия повторных и длительных нагрузок, влияния агрессивной среды и других факторов.

Воздействие внешней нагрузки с течением времени, как правило, носит повторяющийся характер. Это относится к нагрузкам природного происхождения (ветровая, снеговая, перепады температуры). Ветровая нагрузка возникает вследствие изменения температуры, поэтому естественно ожидать периодических трендов, соответствующих годовому циклу, метеорологическому и суточному циклам. При детальном изучении можно установить, что временная нагрузка на перекрытия общественных и жилых зданий носит периодический характер. Так, трибуны стадионов периодически загружаются нагрузкой большей интенсивности во время матчей. Нагрузки на подкрановые балки, шпалы, мосты повторяются с определенным периодом $F = F_{\text{чер}}$ ($F_{\text{чер}}$ — повторяющаяся нагрузка на конструкцию). Другие виды нагрузок представляют собой частные случаи повторного нагружения. Например, когда основной является длительная нагрузка, ее можно рассматривать как воздействие одного

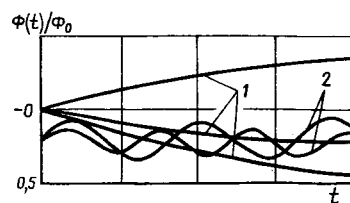


Рис. 1. Изменение несущей способности в эксплуатации

1 — несущая способность при различных условиях эксплуатации; 2 — внутренние усилия при различных режимах нагружений и воздействий

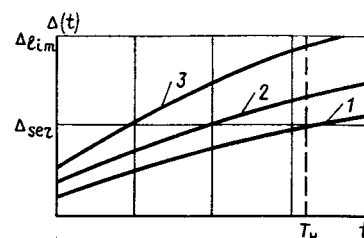


Рис. 2. Развитие повреждений с течением времени

1...3 — кривые накопления повреждений при различных условиях эксплуатации

цикла нагружения с характеристикой цикла $q=1$.

В конструкции с течением времени постепенно развиваются повреждения Δt , ухудшающие ее эксплуатационные качества и приводящие к выходу из строя

$$\Delta(t) \leq \Delta_{lim} \text{ или } D \leq 1, \quad (2)$$

где D — мера накапливаемых повреждений; Δ_{lim} — их предельное значение.

К таким повреждениям относятся нарушение сплошности материала, раскрытие трещины, рост дифференциального коэффициента поперечной деформации в бетоне, снижающий прочность, остаточные прогибы и деформации, накопление пластических деформаций, развитие усталостных трещин, коррозии арматуры и бетона. С течением времени повреждения (рис. 2) достигают значений Δ_{ser} , при которых эксплуатация конструкций становится затруднительной или снижается долговечность (значительные остаточные прогибы, чрезмерное раскрытие трещин и т. д.). При дальнейшем развитии повреждений они достигают предельных значений Δ_{lim} , при которых конструкция выходит из строя. Уравнения накопления повреждений (2) с течением времени составляют по всем признакам исчерпания долговечности конструкции в эксплуатации.

Внутренние свойства конструкции, ее несущая способность и действующие нагрузки, определяющие поведение конструкции в эксплуатации, по своей физической природе случайны [1...4] и описываются стохастическими закономерностями

$$\Phi = \tilde{\Phi} \text{ или } F = \tilde{F}, \quad (3)$$

где $\tilde{\Phi}$, $\tilde{F}$ — случайная несущая способность и случайная нагрузка, зависящие от t .

Опыт эксплуатации железобетонных конструкций показал, что их надежность и долговечность зависят от большого числа изменчивых случайных факторов. Причины стохастического поведения конструкции различны — нестабильность свойств материалов и технологических приемов при изготовлении и монтаже, неопределенность воздействий внешней среды (снег, ветер, землетрясение) и полезных нагрузок (крановая, нагрузка на перекрытия от оборудования, людей), сложность и неизученность физических процессов в бетоне (усадка и ползучесть).

Исходя из обеспечения требований нормальной эксплуатации в течение длительного периода в качестве обобщенного критерия предельного состояния целесообразно принять срок службы конструкций, в течение которого

обеспечивается надежная работа конструкции. Срок службы необходимо определять по всем возможным признакам выхода из строя конструкции

$$T \leq T_n, \quad (4)$$

где T — срок службы конструкции, который принимают равным минимальному из сроков службы по различным признакам нарушения долговечности и выхода из строя конструкции; T_n — нормативный срок службы, можно установить из условия минимума приведенных затрат на строительство и эксплуатацию зданий и сооружений с учетом опыта эксплуатации и проектирования.

Оценку ресурса при воздействии одного фактора производят на основе меры накапливаемых повреждений. Влияние нескольких факторов можно учесть введением многофакторной меры повреждений D

$$D = \frac{\Delta(x_1, \dots, x_l; S, t) - \Delta_0}{\Delta_k - \Delta_0}, \quad (5)$$

где Δ_0 , Δ_k — начальная и конечная мера накапливаемых повреждений; $\Delta(x_1, \dots, x_l; S, t)$ — текущее значение меры повреждений с течением времени t в зависимости от напряжений и переменных факторов условий нагружения и эксплуатации $x_1, \dots, x_l$ (повторное воздействие нагрузки, длительность приложения нагрузки, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивное воздействие среды и др.).

Применяя положения обобщенной теории накопления повреждений, учитывающей предисторию нагружения конструкции, из условия $D(t)=1$ выводят основное уравнение ресурса

$$\int_0^T \frac{dD}{\int_{S_0}^{\infty} \left[\sum_{i=1}^l D'_{x_i}(D, S) \varphi'_i(t) \right] \rho(S; t) ds dt} = 1, \quad (6)$$

где S_0 — уровень напряжений, при котором возникают повреждения; $D'_{x_i}(D, S)$ — функция, полученная дифференцированием многофакторной меры повреждений по переменной x_i ; $i=1, 2, \dots, l$; $\varphi'_i(t)$ — производная по времени t зависимости фактора x_i с течением времени $x_i = \varphi_i(t)$; $\rho(S; t)$ — плотность распределения максимальных напряжений процесса нагружения.

Основное уравнение ресурса по бетону при совместном учете переменных факторов условий нагружения и эксплуатации позволяет определить срок службы элементов конструкции в результате разрушения бетона. Так, в источнике [3] для пролетных строений мостов на базе основного уравнения ресурса при $l=1$ получена зависимость для срока службы T

$$T = \frac{N_1}{n_1} \left(\frac{1 + \gamma V_R}{\eta} \right)^m, \quad (7)$$

где n_1 — число циклов воздействий нагрузки в год; $N_1 = 2 \cdot 10^6$; $m = 20$; γ — коэффициент, соответствующий заданной обеспеченности P : $\gamma = -2,33$ при $P = 0,99$; η — коэффициент, учитывающий уровень нагружения [3].

В качестве меры накапливаемых повреждений в зависимости (7) принят дифференциальный коэффициент поперечной деформации бетона, изменение которого отражает основные закономерности трещинообразования, структурных изменений и разрушения бетона под воздействием различных нагрузок. Для условий Средней Азии расчетные зависимости сроков службы получены в работе [2]. Аналогично можно вывести зависимости для сроков службы по признаку выносивости арматуры [2, 3].

В рассмотренном подходе к расчету железобетонных конструкций отсутствует традиционное сравнение несущей способности с внутренним усилием от нагрузок и воздействий, поскольку оно отвечает на вопрос о долговечности и сроке службы данной конструкции, определяющих эффективность работы в течение всего времени эксплуатации.

Выводы

Расчет железобетонных конструкций с установлением сроков их службы с учетом фактора времени, позволяет контролировать поведение в эксплуатации. Имея фактические данные о свойствах конструкции, действующих нагрузках и воздействиях, можно на основе изложенных подходов прогнозировать остаточный ресурс конструкции и тем самым владеть научно обоснованной информацией для управления процессом эксплуатации и решения коренных вопросов при реконструкции зданий и сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Болотин В. В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. — М.: Машиностроение. — 1984. — 312 с.
2. Мамажанов Р. Основы теории проектирования ресурса железобетонных мостов для Средней Азии: Автореф. дис. ... д-р техн. наук. — М., 1989. — 41 с.
3. Чирков В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций. — М.: Транспорт, 1980. — 134 с.
4. Чирков В. П. Принципиальные основы расчета строительных конструкций эксплуатируемых зданий // Межвузовский сб. научн. тр. МИИТ. — Вып. 812. — 1989. — С. 4—10.

Диаграммы $M-x$ для железобетонных конструкций, рассчитываемых на аварийные нагрузки

Строительные конструкции зданий взрывоопасных производств необходимо рассчитывать на аварийные нагрузки. Они возникают в результате аварийных взрывов и могут действовать на конструкции как в направлении эксплуатационных нагрузок, так и в противоположном направлении, причем для большинства конструкций (в том числе и колонн) состояние после аварии определяется деформациями, получаемыми в результате изгиба. Таким образом, для расчета конструкций на действие взрывных нагрузок необходимо располагать данными о диаграммах «изгибающий момент — кривизна» при двухстороннем изгибе конструкции.

Диаграммы $M-x$, характеризующие сопротивление конструкции деформированию в рассматриваемом сечении, строят на основе диаграмм «напряжение — относительная деформация» материалов конструкции. При этом необходимо учитывать изменение прочности и деформативности материалов конструкций, подвергающихся воздействию взрывных нагрузок [1]. Необходимо также иметь в виду, что всесторонняя оценка эффекта действия взрывных нагрузок на строительные конструкции возможна только в том случае, если при построении диаграмм $M-x$, учитывать все этапы деформирования конструкции в рассматриваемом сечении вплоть до ее разрушения.

В МИСИ разработали программу, позволяющую строить диаграммы $M-x$, исходя из полных диаграмм сопротивления материалов конструкции сжатию и растяжению. Эта программа позволяет учитывать влияние на характер диаграммы $M-x$ образования трещин в бетоне растянутой зоны, дробления бетона в сжатой зоне, обрыва растянутой арматуры и выхода из строя (потери устойчивости) сжатой арматуры. Кроме того, учитываются размеры и форма сечения конструкции, количество и начальное состояние арматуры, а также продольное сжимающее усилие. Все это позволяет строить диаграммы $M-x$, характеризующие сопротивление конструкции деформированию в рассматриваемом сечении вплоть до ее разрушения, для большинства конструк-

ций, используемых при строительстве зданий взрывоопасных производств.

В приведенных примерах расчета диаграммы $\sigma-\epsilon$ для растянутой арматуры и сжатого бетона принимали непосредственно по опытным или опубликованным данным. В последнем случае корректировали графики на основании

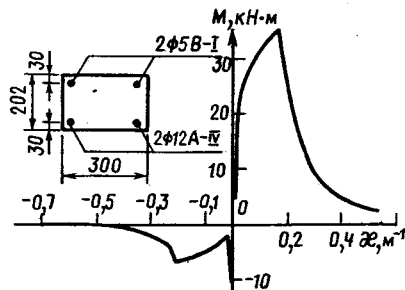


Рис. 1. Диаграмма $M-x$ для сечения железобетонной балки с ненапрягаемой арматурой

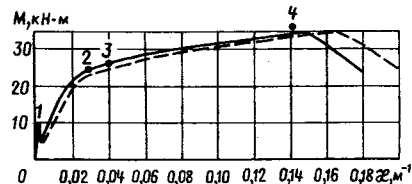
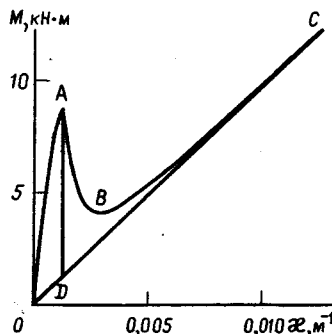


Рис. 2. Диаграммы $M-x$ для сечения железобетонной балки с ненапрягаемой арматурой (см. рис. 1) при $0 \leq x \leq 0,2 \text{ м}^{-1}$ — по средним деформациям арматуры и бетона на участке между трещинами; — по максимальным деформациям арматуры и бетона в сечении 1 — начало образования трещины в бетоне растянутой зоны по СНиПу; 2 — возникновение в растянутой арматуре напряжения равного условному пределу текучести по СНиПу; 3 — то же, по опытным данным; 4 — начало дробления бетона сжатой зоны по опытным данным



нормативных сопротивлений и модулей упругости бетона и арматуры по СНиП 2.03.01—84. Аппроксимацию диаграммы $\sigma-\epsilon$ осуществляли многозвенными кусочно-линейными функциями с числом звеньев не менее 10, что обеспечивало высокую точность воспроизведения исходных зависимостей. Диаграммы $\sigma-\epsilon$ для растянутого бетона и сжатой арматуры представляли (ввиду отсутствия достаточно достоверных зависимостей) трехзвенными кусочно-линейными функциями. При этом использовали $R_{bt,ser}$, E_b , R_{sc} , E_s по СНиПу.

Пример 1. Железобетонная опытная балка имеет ненапрягаемую арматуру S класса A-IV и S' класса B-I; $A_s=2,26$, $A'_s=0,39 \text{ см}^2$. Диаграммы $\sigma-\epsilon$ при растяжении арматуры S и для сжатого бетона приняты по данным экспериментальных исследований МИСИ. Полученная в результате расчета диаграмма $M-x$ показана на рис. 1. Положительным значениям M и x соответствует деформирование конструкции в направлении действия эксплуатационной нагрузки, отрицательным — в противоположном направлении.

На рис. 2 представлены диаграммы $M-x$, построенные для $0 \leq x \leq 0,2 \text{ м}^{-1}$ при ψ_s и ψ_b , принятых согласно источнику [2], а также при $\psi_s=\psi_b=1$.

Приведенные данные свидетельствуют, что при учете средних деформаций арматуры и бетона на участке между трещинами в бетоне растянутой зоны отмечается хорошее совпадение полученной диаграммы $M-x$ с опытными данными, а также характерными точками, определяемыми в соответствии с принятой методикой расчета железобетонных конструкций.

На рис. 3 представлены диаграммы $M-x$, построенные для $0 \leq x \leq 0,0125 \text{ м}^{-1}$ в предположении разных

Рис. 3. Диаграммы $M-x$ для сечения железобетонной балки с ненапрягаемой арматурой (см. рис. 1) при $0 \leq x \leq 0,0125 \text{ м}^{-1}$ OABC — с учетом работы бетона на растяжение до и после образования трещин; ODC — то же, без учета работы бетона на растяжение; ABCD — область возможных значений M и x в случае снижения сопротивления бетона растяжению после образования трещин

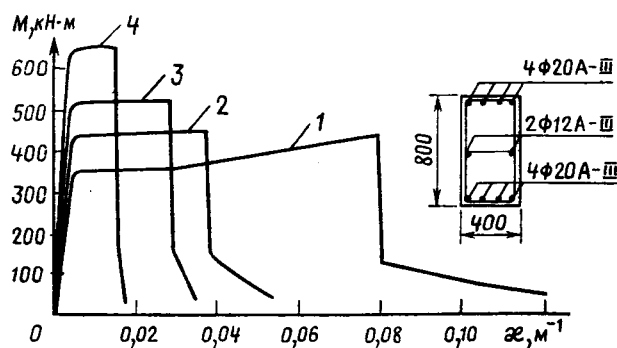


Рис. 4. Диаграммы $M-x$ для сечения железобетонной колонны с ненапрягаемой арматурой
1 — $N=0$; 2 — $N=250$; 3 — $N=500$; 4 — $N=1000$ кН

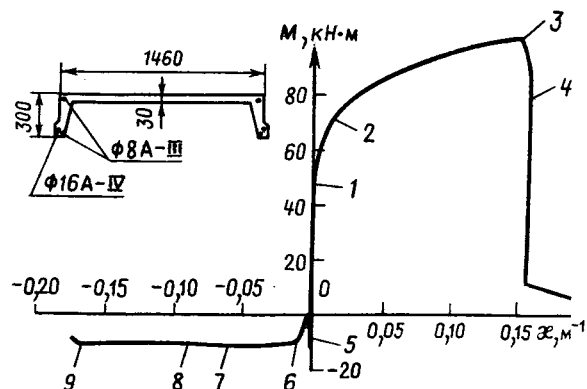


Рис. 5. Диаграмма $M-x$ для сечения железобетонной плиты покрытия, имеющей ненапрягаемую и преднапряженную арматуру

1 — образование трещин в бетоне растянутой зоны; 2 — возникновение в преднапряженной арматуре напряжения, равного условному пределу текучести; 3 — начало дробления бетона в сжатой зоне; 4 — выход из строя арматуры S' ; 5 — образование трещин в бетоне растянутой зоны при изгибе конструкции в противоположном направлении; 6 — возникновение в арматуре S' напряжения, равного физическому пределу текучести; 7 — начало дробления бетона в сжатой зоне при изгибе конструкции в противоположном направлении; 8 — выход из строя арматуры S ; 9 — то же, S'

закономерностей сопротивления бетона растяжению. При $x > 0,0125$ м⁻¹ принимаемые закономерности практически не влияют на характер диаграммы $M-x$. Неправильный учет сопротивления бетона растяжению на начальном участке диаграммы $M-x$ может сказываться на результатах расчета конструкций на действие взрывных (особенно кратковременных) нагрузок сравнительно небольшой интенсивности.

Пример 2. Железобетонная колонна имеет ненапрягаемую арматуру класса А-III; $A_s = A'_s = 12,56$ см²; бетон класса В22,5. Полученные в результате расчета диаграммы $M-x$ при разных значениях продольной сжимающей силы N , приведены на рис. 4. При изгибе конструкции в противоположном направлении диаграммы $M-x$ имеют такой же вид, только M и x получают отрицательные значения. Вид диаграмм $M-x$ и характер разрушения конструкций согласуется с опытными данными [3]. Сопротивление колонны изгибу зависит от N , которая в процессе воздействия взрывной нагрузки на покрытие здания может значительно изменяться. При внутренних взрывах N иногда не только приближается к 0, но и изменяет знак на противоположный.

Пример 3. Железобетонная плита покрытия размером 1,5×6 м имеет ненапрягаемую арматуру класса А-III и напрягаемую арматуру класса А-IV; $A_s = A'_s = 1,01$, $A_{sp} = 4,02$ см²; бетон класса В22,5. Начальное напряженное состояние материалов в сечении конструкции с учетом всех потерь в напряга-

емой арматуре принято по примеру 1 руководства [4]. Полученная в результате расчета диаграмма $M-x$ дана на рис. 5. Там же указаны состояния конструкции в рассматриваемом сечении, которые можно использовать при оценке действия на нее взрывной нагрузки.

Пример 4. Железобетонная балка имеет напрягаемую арматуру класса К-7; $A_s = 18,4$, $A'_s = 2,83$ см²; бетон класса В30. Начальное напряженное состояние материалов в сечении конструкции с учетом всех потерь в напрягаемой арматуре принято по примеру 2 руководства [4]. Полученная в результате расчета диаграмма $M-x$ представлена на рис. 6. Разрушение кон-

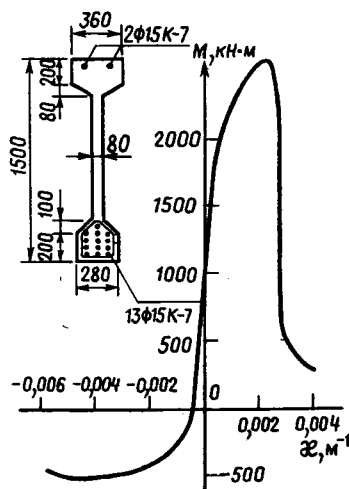


Рис. 6. Диаграмма $M-x$ для сечения железобетонной балки с преднапряженной арматурой

струкции в рассматриваемом сечении при изгибе в обоих направлениях происходит вследствие дробления бетона в сжатой зоне с последующим выходом арматуры из строя.

Примеры расчета диаграмм $M-x$ свидетельствуют о том, что предложенную программу можно использовать для оценки взрывоустойчивости зданий при авариях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пилugin Л. П. Конструкции сооружений взрывоопасных производств (теоретические основы проектирования).— М.: Стройиздат.— 1988.— 316 с.
2. Немировский Я. М., Кочетков О. И. Влияние работы растянутой и сжатой зон бетона на деформации обычных изгибаемых железобетонных элементов после возникновения в них трещин // Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций.— М.: Стройиздат, 1969.— С. 106—156.
3. Белобров И. К., Пузанков Ю. И. Прочность и деформации сжатозогнутых железобетонных элементов при однократном кратковременном динамическом нагружении // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности.— М.: НИИЖБ.— 1980.— С. 168—182.
4. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.— М.: Стройиздат.— 1977.— 288 с.

Комплексная оценка трещиностойкости изделий из ячеистого бетона

Поскольку трещины являются наиболее распространенными дефектами ячеистобетонных стеновых панелей, плит покрытий и перекрытий, оценка их трещиностойкости исходя только из влажностной усадки, регламентируемой ГОСТ 25485—89, без учета других факторов недостаточно объективна и сужает возможности регулирования трещиностойкости. Согласно СНиП 2.03.01—84 и СНиП 2.03.11—85, армированные ячеистобетонные изделия относятся по трещиностойкости к категории III, допускающей длительное раскрытие трещин до 0,2...0,3 мм. Такую ширину трещин согласно ГОСТ 11024—84 могут иметь, например, наружные стеновые панели из ячеистого бетона для жилых и общественных зданий. Трещины на их поверхности обычно появляются через несколько месяцев после изготовления вследствие неравномерной по сечению и задержанной арматурой влажностной усадки. Карбонизационная усадка в атмосферных условиях развивается значительно медленнее влажностной, поэтому при расчете ее можно не учитывать.

Образование трещин в изделиях свидетельствует о преодолении в некоторых микро- и макрообъемах ячеистого бетона прочности на растяжение и предельной растяжимости. Условие, при котором трещины в изделиях появляются не будут, можно записать в виде $\sigma_p \leq \sigma_p^f$ или $\epsilon_y \leq \epsilon_p$, (1) где σ_p^f — действующее растягивающее напряжение; σ_p^f — фактическая прочность ячеистого бетона на растяжение; ϵ_y , ϵ_p — фактическая влажностная усадка и предельная растяжимость ячеистого бетона.

При допустимой ширине раскрытия трещин a_{cre} должно выполняться условие $\epsilon_y - \epsilon_p \leq a_{cre}$ с вероятностью $\geq 0,95$. Фактическое ее значение в работе определяли исходя из нормального закона распределения ϵ_y , ϵ_p и влияющих на них факторов, а также разности $\epsilon_y - \epsilon_p$. Влажностную усадку ϵ_y устанавливали по ГОСТ 24544—81

в интервале влажности $W_\phi - W_c$ (W_ϕ — фактическая влажность ячеистого бетона после ТВО или нормального твердения неавтоклавного ячеистого бетона; W_c — равновесная влажность ячеистого бетона после стабилизации влажностной усадки, составляющая в среднем 5 %). За предельную растяжимость ячеистого бетона ϵ_p принимали поперечные деформации ячеистого бетона при осевом сжатии призм нагрузкой (0,7...0,8) R_b по ГОСТ 24452—80. Влияние различных факторов на предельные деформации влажностной усадки и растяжения ячеистого бетона анализировали с помощью зависимостей [1, 2]:

ϵ_y — свободная усадка ячеистого бетона неармированных изделий:

$$\epsilon_y = \frac{\eta(W_\phi - W_c)}{1 - \nu} \frac{B_i}{1,2B_i + 3,4}; \quad (2)$$

$\epsilon_{y,a}^s$ — допустимая свободная усадка ячеистого бетона армированных изделий без трещин:

$$\epsilon_{y,a}^s = \frac{\bar{R}_b(1 - 1,64V_R)}{2,25 E_s} \times \left(\frac{1}{\mu} + \frac{2,25 n}{\nu} \right); \quad (3)$$

ϵ_p — предельная растяжимость ячеистого бетона:

$$\epsilon_p = 2\bar{R}_{bi} \frac{1 - 1,64V_R}{E_b}, \quad (4)$$

где η — коэффициент влажностной усадки, мм/(м·%) в интервале влажности $W_\phi - W_c$; V — коэффициент Пуассона; μ — коэффициент армирования; ν — коэффициент упругих деформаций ячеистого бетона, равный отношению упругой деформации к общей; R_{bi} , $V_{R_{bi}}$ — средняя фактическая прочность и коэффициент вариации прочности ячеистого бетона на растяжение; $n = E_s/E_b$; E_s , E_b — модули упругости арматуры и ячеистого бетона; B_i — критерий влагообмена Био, достигающий к моменту трещинообразования максимального значения: $B_i = \beta_m h / \lambda_m(W)$; β_m — коэффициент влагоотдачи с поверхности ячеистого бе-

тона, кг/(м²·ч) на 1 % относительной влажности воздуха; $\lambda_m(W)$ — коэффициент влагопроводности ячеистого бетона, кг/(м·ч) на 1 % влажности материала; h — половина толщины изделия, м.

Вероятность получения изделий без трещин и с трещинами допустимой ширины определяли из выражений:

$$P(\epsilon_p - \epsilon_y \geq 0) = 0,5 + 0,5 \Phi \left[\frac{\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_y}{\sqrt{S_{\epsilon_p}^2 + S_{\epsilon_y}^2}} \right]; \quad (5)$$

$$P(\epsilon_y - \epsilon_p \leq \delta) = 0,5 + 0,5 \Phi \left[\frac{0,2 - (\bar{\epsilon}_y - \bar{\epsilon}_p)}{\sqrt{S_{\epsilon_p}^2 + S_{\epsilon_y}^2}} \right], \quad (6)$$

где

$$S_{\epsilon_p}^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{d\epsilon_p}{dx_i} \right)^2 S_{x_i}^2;$$

$$S_{\epsilon_y}^2 = \sum_{j=1}^n \left(\frac{d\epsilon_y}{dy_j} \right)^2 S_{y_j}^2;$$

ϵ_p , ϵ_y — суммарные дисперсии линейаризованных функций: $\epsilon_p = f(x_1, \dots, x_n)$; $\epsilon_y = f(y_1, \dots, y_n)$; x_i , y_j — переменные со среднеквадратическими отклонениями S_{x_i} и S_{y_j} ; $\frac{d\epsilon_p}{dx_i}$, $\frac{d\epsilon_y}{dy_j}$ — частные производные линейаризованных функций $\epsilon_p = f(x_1, \dots, x_n)$ и $\epsilon_y = f(y_1, \dots, y_n)$ в точках соответствующих математическим ожиданиям переменных;

$$\Phi \left[\frac{\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_y}{\sqrt{S_{\epsilon_p}^2 + S_{\epsilon_y}^2}} \right], \Phi \left[\frac{0,2 - (\bar{\epsilon}_y - \bar{\epsilon}_p)}{\sqrt{S_{\epsilon_p}^2 + S_{\epsilon_y}^2}} \right] —$$

функции Лапласа.

Результаты расчета вероятностей, коэффициентов трещиностойкости ($K_{тр} = \bar{\epsilon}_p / \bar{\epsilon}_y$) и дисперсионного анализа переменных в уравнениях (2...4) представлены в таблице. Они относятся к ячеистым бетонам на смешанном (600 кг/м³) и цементном (700 кг/м³) вяжущем автоклавного и неавтоклавного твердения, изготовленным по разным технологиям [3, 4], а также к ячеистому бетону с нормативными свойствами (СН 277-80, ГОСТ 25485—89, СНиП 2.03.01—84).

Расчетная и экспериментальная усадка и предельная растяжимость ячеистого бетона достаточно хорошо совпадают, поэтому вероятность рассчитывали с учетом вычисленных значений ϵ_p и ϵ_y (см. таблицу). Вероятность получения трещиностойких армированных изделий определяли для стеновых панелей размером 6×1,2×0,6 м из неавтоклавного ячеистого бетона средней плотности 700 кг/м³ при $\mu = 0,83$ %, использовании арматуры $\varnothing 10$ А-III и $\nu = 0,69$.

Сравнение допустимой свободной усадки неавтоклавного вибровспученного ячеистого бетона оптимизированной структуры со свободной усадкой аналогичного неармированного ячеистого бетона свидетельствует о неизбеж-

D, кг/м³	Технология и структура	ε_u , мм/м	ε_p , мм/м	$K_{тр}$	Вероятность получения изделий	$S_i^2 / (S_{\varepsilon_u}^2 + S_{\varepsilon_p}^2)$, %							
						R_{bt}	E_b	V_{Rbt}	V	η	Ψ_Φ	Ψ_c	Bi
600—700	СН 277—80, ГОСТ 25485—89	0,508/— ²	0,248/— ¹	0,487	0,115/0,390 ³	4,25	4,25	0,75	0,34	34,50	53,80	2,12	0,019
700	Л	0,652/0,625	0,390/0,32	0,598	0,159/0,405	1,75	1,75	0,05	0,49	38,70	55,70	1,55	0,021
	ЛО	0,231/0,210	0,356/0,34	1,541	0,946/0,999	11,76	11,80	0,23	0,65	22,75	48,12	4,70	0,013
	ВО	0,100/0,090	0,327/0,33	3,250	0,999/0,999	38,80	39,50	1,95	0,42	4,36	12,90	2,23	0,002
	НВО'	0,465/0,410	0,386/0,40	0,830	0,284/0,583	8,12	8,12	0,33	2,04	21,80	52,80	6,73	0,012
	НВО	0,408/0,410 ¹	0,386/0,40	0,946	0,425/0,940	6,65	15,81	0,28	1,49	15,90	38,60	5,00	0,010
600	Л	0,588/0,580	0,745/0,73	1,270	0,722/0,910	16,50	16,50	1,60	0,30	23,60	39,50	2,04	0,013
	ЛО	0,301/0,300	0,638/0,62	2,120	0,997/0,999	24,50	24,50	0,80	0,35	14,20	32,00	3,56	0,008
	В	1,020/0,850	0,610/0,60	0,600	0,134/0,290	7,57	7,57	1,06	1,70	27,60	51,00	3,50	0,015
	ВО	0,510/0,420	0,583/0,55	1,140	0,670/0,948	12,10	12,10	0,47	2,25	20,87	46,90	5,21	0,012

Примечания: 1. Допустимое значение свободной усадки армированных изделий. 2. Перед чертой — расчетные значения; после черты — экспериментальные. 3. Перед чертой — без трещин, после черты — с трещинами. Л, В — литая и вибрационная технология; ЛО, ВО — то же, оптимизированной структуры; НВО, НВО' — неавтоклавно виброупрочненный бетон оптимизированной структурой с арматурой и без нее.

ности возникновения трещин на поверхности панелей. Однако при допустимой ширине раскрытия трещин вероятность получения качественных панелей из неавтоклавно ячеистого бетона достигает 0,94, что соответствует заданной обеспеченности и позволяет рекомендовать его для изготовления не только мелких блоков, но и армированных изделий. Резкое снижение усадки при этом обусловлено низкими В/Т (0,24...0,26), малой влажностью, применением груболомного песка с удельной поверхностью 100...120 м²/кг, малой капиллярной пористостью, высокой однородностью и качеством макроструктуры [3, 4].

Наличие арматуры уменьшает вероятность возникновения трещин в автоклавных изделиях. Однако при прокаливании незаанкеренной арматуры в ячеистом бетоне она возрастает и образование трещин становится неизбежным для обычного ячеистого бетона по литой и вибрационной технологиям на цементном и смешанном вяжущем, в том числе с нормативными свойствами. Это подтверждается расчетами вероятностей $P(\varepsilon_p - \varepsilon_y \geq 0)$ и $P(\varepsilon_y - \varepsilon_p \leq 0,2)$, приведенными в таблице. Наибольшей обеспеченностью трещиностойкости обладает автоклавный ячеистый бетон оптимизированной структуры на цементном и смешанном вяжущем. Обеспеченность трещиностойкости при нормативных показателях, а также обычного ячеистого бетона по литой и вибрационной технологиям и неавтоклавно неоптимизированной структуры недостаточна ни по условию отсутствия, ни образования трещин допустимой ширины. Высокая (по вероятности) трещиностойкость автоклавного ячеистого бетона оптимизированной структуры обусловлена, как и в случае не-

автоклавно благоприятными структурно-технологическими факторами — низкими В/Т, капиллярной пористостью и послеавтоклавной влажностью, сниженным на 10...25 % расходом вяжущего, оптимальной структурой гидросиликатной связки, замкнутым характером газовых пор, высокой однородностью и качеством макроструктуры.

На трещиностойкость обычного автоклавного ячеистого бетона, неавтоклавно оптимизированной структуры заметно влияет Ψ_Φ , η и их дисперсии, вклад которых в суммарную дисперсию разности $(\varepsilon_p - \varepsilon_y)$ 70...94 %. На трещиностойкость ячеистого бетона оптимизированной структуры эти факторы оказывают меньшее влияние, но усиливается влияние Ψ_c , R_{bt} , E_b , v , V_R , V , μ и их дисперсий, влияние Bi и E_s незначительно.

Корреляция коэффициента трещиностойкости ячеистого бетона с вероятностью бездефектного получения изделий определяли из выражения [5]

$$K_{тр} = \frac{1 \pm \sqrt{1 - (t^2 V_{\varepsilon_p}^2 - 1)(t^2 V_{\varepsilon_y}^2 - 1)}}{1 - t^2 V_{\varepsilon_p}^2}, \quad (7)$$

где t — нормированное отклонение в функции Лапласа в формулах (5) и (6), при $t > 0$ перед радикалом ставится плюс, при $t < 0$ — минус; V_{ε_p} , V_{ε_y} — коэффициенты вариации предельной растяжимости и влажностной усадки ячеистого бетона. При $t = 0$, $K_{тр} = 1$, $\varepsilon_p = \varepsilon_y$ вероятность получения изделий без трещин равна 0,5. При $t < 0$, $\varepsilon_p < \varepsilon_y$, $K_{тр} < 1$ вероятность получения качественных изделий $< 0,5$, а при $t > 0$ — наоборот. Требуемая трещиностойкость ячеистого бетона обеспечивается при $t \geq 1,64$ и $K_{тр} = 1,55$. Этим условиям, как видно из таблицы, удовлетворяют ячеистые бетоны оптимизированной структуры на цементном и смешанном вяжущем.

Выводы

Объективная оценка трещиностойкости изделий из ячеистого бетона достигается вероятностными методами при комплексном учете всех факторов, влияющих на напряженное состояние ячеистого бетона в поверхностном слое изделий.

Трещиностойкость изделий из обычного ячеистого бетона на тонкомолотом песке определяется в основном влажностной усадкой, а из виброупрочненного ячеистого бетона оптимизированной структуры — предельной растяжимостью. Окончательный вывод основывается на совместном их рассмотрении в виде разности, распределенной по нормальному закону.

Повышение трещиностойкости достигается снижением дисперсности песка, В/Т, модуля упругости ячеистого бетона при сохранении прочности и др.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Емельянов А. А. К вопросу об оценке усадочности и трещиностойкости конструкций из ячеистых бетонов при сушке // Производство и применение изделий из ячеистых бетонов. — М.: Стройиздат, 1968. — С. 121—134.
- Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Учеб. для вузов. — 3-е изд., исправл. — М.: Стройиздат, 1978. — 767 с.
- Сахаров Г. П., Виноградов Б. Н., Кропивницкий С. В. Сравнительная оценка надежности газобетона разных видов и структуры // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 6—8.
- Сахаров Г. П., Кропивницкий С. В. Долговременные свойства ячеистого бетона и связь их с технологическими факторами: Тез. докл. VI Республиканской конф. — Таллинн, 1987. — С. 171—176.
- Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. — М.: Стройиздат, 1978. — 239 с.

А. С. КОЛОМАЦКИЙ, А. Д. ТОЛСТОЙ, В. С. ЛЕСОВИК, кандидаты техн. наук (Белгородский технологический ин-т строительных материалов);
В. И. БАБУШКИН, д-р техн. наук (ХИСИ)

Влияние сульфида железа на стойкость бетона к коррозии третьего вида

Представления об окислении сульфидов железа в среде твердеющего цементного камня и бетона и возникновении в них коррозии третьего вида, противоречивы.

Долговечность бетонов с сульфидосодержащими заполнителями из отходов горно-рудного производства изучают уже на протяжении многих лет [1]. Было установлено, что введение до 4 % пирита в пересчете на SO_3 не представляет опасности для бетонных конструкций на заполнителях из пиритосодержащих сланцев Курской магнитной аномалии (КМА). В работе [2] отмечено, что гематит, магнетит и пирит не взаимодействуют с продуктами гидратации клинкерных вяжущих и не вызывают внутренней коррозии в бетоне.

Согласно теоретическим предпосылкам возможно химическое взаимодействие сульфида железа с компонентами твердеющего цемента [3]. Однако процессы и продукты такого взаимодействия мало изучены.

Результаты выполненных нами исследований реакционной способности сульфидов железа по отношению к цементному камню и бетону, в частности пирита, нескольких месторождений КМА показали, что при окислении возможны взаимодействие сульфида с гидратными минералами твердеющего цемента и образование этtringитоподобных фаз, близких по составу продуктам сульфатной коррозии бетона.

Установлено, что пирит в зависимости от месторождения имеет разный электродный потенциал, что может повлиять на процессы взаимодействия пиритов разного генезиса с твердеющим цементом и вызвать различия в их кинетике. В связи с этим в каждом конкретном случае необходимо исследовать процесс гидратации и твердения цементного бетона с пиритосодержащим заполнителем из горных пород отдельных месторождений.

Изучали влияние пиритов Коробковского, Приоскольского и Стойленского месторождений КМА в качестве добавок в бетон. Методика исследований включала термодинамические расчеты параметров реакции взаимодействия сульфидов железа с основным компонентом цементного камня (гидроксидом кальция) и анализ возможности и пред-

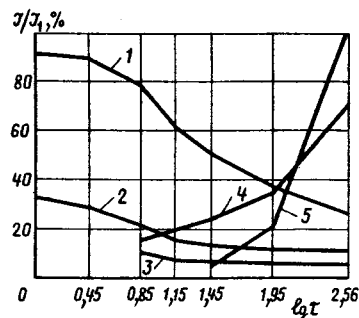
почтительности протекания той или иной реакции; комплекс физико-химических анализов, в том числе РФА, ДТА, ИКС и ЯГРС, модельных систем с участием пирита; испытание физико-механических характеристик образцов цементного камня и бетона с пиритом при длительном твердении.

При термодинамическом анализе системы $\text{FeS}_2 - \text{CaO} - \text{O}_x - \text{H}_2\text{O}$ в нормальных условиях в качестве продуктов реакции рассмотрено образование гидрoferритов и гидросульфoferритов кальция, портландита, аморфных гидроксидов железа и гипса. Полученные высокие отрицательные значения энергии Гиббса реакций ($\Delta G = -1600 - 1800$ кДж/моль) свидетельствуют о термодинамической возможности их протекания. Пирит взаимодействует с основным компонентом (гидроксидом кальция), повышая объемы твердой и конденсированной фаз независимо от вида образующихся продуктов.

В системе $\text{FeS}_2 - \text{CaO} - \text{O}_x - \text{H}_2\text{O}$ при соотношении $\text{FeS}_2 : \text{CaO} = 1 : 3,5$ термодинамически предпочтительно образование высокосульфатной формы гидросульфoferрита кальция с гипсом.

Кинетические параметры реакций гидратообразования оценивали физико-химическими исследованиями модельных твердеющих систем, представляющих собой водную суспензию тонкоизмельченных компонентов, в количествах, определяемых стехиометрическими коэффициентами химической реакции.

Данные фазового анализа проб показали, что в течение года в системе



Кинетика фазообразования в системе $\text{CaO} - \text{FeS}_2 - \text{H}_2\text{O}_2 - \text{H}_2\text{O}$

Интенсивность линий на рентгенограммах: 1 — CH с $d=2,623$ Å; 2 — FeS_2 с $d=3,125$ Å; 3 — C_3F (C_3H) $\text{H}_{1/2}$ с $d=10,3$ Å; 4 — C_3H с $d=7,62$ Å; 5 — $\text{C}_3\text{FC}_3\text{H}_{3/2}$ с $d=9,72$ Å

$\text{FeS}_2 - \text{CaO} - \text{H}_2\text{O}$ железосодержащие кальциевые гидраты не образуются. В системе $\text{FeS}_2 - \text{CaO} - \text{H}_2\text{O}_2 - \text{H}_2\text{O}$ (см. рисунок), где в качестве окислителя использовали перекись водорода, начиная с возраста взаимодействия 7 сут зафиксировано появление F_m — фазы и гипса соответственно с межплоскостным расстоянием $d=10,3$ и $7,62$ Å, а через 28 сут — трисульфогидрoferрита кальция с $d=9,72$ Å. С течением времени количество гидросульфoferрита кальция и гипса увеличивается. Таким образом, перекись водорода способствует интенсивному окислению пирита. Продукты окислительной реакции — Fe^{3+} и SO_4^{2-} взаимодействуют с $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и образуют железосодержащие кальциевые гидраты. В данной системе испытывали пирит Коробковского, Приоскольского и Стойленского месторождений КМА. Замена пиритов не изменяла последовательности появления и характера новообразований в процесс химического взаимодействия. Дополнительное введение в систему трехкальциевых алюмината и силиката привело к образованию уже через 1 сут гидросульфалоумоферрита кальция.

Полученные данные согласуются с результатами термодинамических расчетов, согласно которым при отсутствии в системе условий для окисления пирит является стабильным соединением, а при наличии окислителя он взаимодействует с продуктами гидратации цемента, образуя железосодержащие кальциевые гидраты.

Изучение физико-механических характеристик цементного камня и мелкозернистого бетона проводили на образцах с добавлением 5, 25, 75 % массы порошка пирита и равного по объему количества кварцевого песка соответственно 2,61; 13,11 и 39,50 % массы, а также с заполнителем из зерен пирита фракции 0,315...1,25 мм в соотношении цемент:пирит = 1:3 и равного по объему количества вольского песка фракции 0,315...0,63 мм — 158 % массы. Изучены также свойства тяжелого бетона на пиритосодержащем заполнителе из попутно-добываемых горных пород КМА.

Результаты определения предела прочности образцов цементного камня и мелкозернистого бетона при изгибе и сжатии, твердевших 2 года в естественных условиях, свидетельствуют, что введение 5 % порошка пирита от массы цемента не влияет на прочность образцов: они имеют примерно одинаковую прочность на изгиб и сжатие в сопоставлении с образцами на чистом портландцементе (см. таблицу, составы 2 и 1). Образцы с добавкой 75 % порошка пи-

№ состава	Содержание компонентов, % массы				Предел прочности, МПа	
	пирит порошок	кварцевый песок (порошок)	пирит фракции 0,315—1,25	кварцевый песок фракции 0,315—0,63	при изгибе	при сжатии
1	—	—	—	—	10,89	76,1
2	5	—	—	—	10,32	78,3
3	—	2,61	—	—	12,67	58,0
4	25	—	—	—	9,96	75,8
5	—	13,11	—	—	10,69	75,4
6	75	—	—	—	4,50	105,1
7	—	39,50	—	—	9,98	56,7
8	—	—	300	—	12,90	64,6
9	—	—	—	158	13,20	32,4

рита имеют более низкий предел прочности при изгибе (более чем на 50 %) по сравнению с чистым цементным камнем.

При осмотре образцов с добавкой 75 % порошка FeS_2 на их поверхности обнаружена сеть глубоких трещин с раскрытием до 0,1 мм, что свидетельствует о протекании в цементном камне деструктивных процессов.

При низкой прочности на изгиб образцы имеют высокую прочность при сжатии, почти в 2 раза превышающую таковую для составов с равной по объему добавкой тонкомолотого кварцевого песка (составы 6 и 7). Физико-химический анализ показал, что в образцах с FeS_2 образуется Aft -фаза.

Фракционированный кристаллический пирит в кусках не снижает прочности образцов по сравнению с образцами-близнецами, изготовленными из цементно-песчаного раствора в соотношении цемент:песок=1:3 (составы 8 и 9). Причем зерна пирита в испытанных образцах имели первоначальный цвет. Можно считать, что пирит в кусках — это менее активная его форма. В этом случае процесс его окисления кислородом воздуха в бетоне не способствует образованию разрушающих количеств

Aft -фазы и гипса. Очевидно, решающую роль играет контактирующая площадь поверхности зерен пирита с цементным камнем, которая резко уменьшается с увеличением крупности частиц.

Выдержка в течение трех лет под атмосферным воздействием образцов тяжелого бетона с заполнителем из сланцевого щебня Лебединского месторождения КМА на искусственно отобранных зернах, каждое из которых содержало включения пирита в виде вкраплений, прослоек и линз размером до 10 мм в количестве около 7 % массы щебня (30 % массы цемента) показала, что их прочность на сжатие практически не отличается от прочности аналогичных образцов со сланцевым заполнителем без добавки пирита. В местах пленок и вкраплений пирита заполнителя, выходящих на поверхность бетонных образцов, видны бурые пятна аморфного гидроксида железа, не влияющие на прочность бетона.

Следовательно, окислительный потенциал, создаваемый в среде твердеющего цементного камня и бетона содержащимися в нем кислородом воздуха, достаточен для окисления пирита наполнителя и может вызвать коррозию бе-

тона. Однако коррозионный процесс связан с количественным содержанием пирита и формой его присутствия в бетоне. При наличии до 25 % порошкообразного пирита от массы цемента коррозия в течение двух лет не проявлялась. Присутствие пирита в бетоне в виде кусков и включений заполнителя является по сравнению с порошком менее активной формой.

Характер коррозионного процесса не зависит от генезиса пирита аналогичен сульфатной коррозии бетона (третий вид).

Выводы

Пирит взаимодействует с гидратными минералами твердеющего цемента в наиболее активной форме — в виде порошка с образованием Aft -фазы и гипса при наличии условий для окисления. Тонкодисперсный пирит в бетоне в количестве 75 % массы цемента приводит к коррозии третьего вида и снижению прочности изделий.

Особенности пирита различного генезиса не сказываются на характере его взаимодействия с компонентами цементного камня.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Зошук Н. И., Бабнин А. Е. О долговечности бетона на заполнителях с сульфидными минералами // Изв. вузов: Сер. Стр-во и арх-ра. — 1982. — № 6. — С. 74—76.
2. Зошук Н. И. Взаимодействие продуктов гидратации клинкера с железосодержащими минералами // Цемент. — 1987. — № 8. — С. 19—20.
3. Бабушкин В. И., Коломацкий А. С., Толстой А. Д. Коррозионная стойкость бетона с сульфидосодержащими заполнителями // Тез. докл. II Респ. научн. прак. конф. — Уфа. — 1985. — С. 127.

Библиография

Модифицирование в технологии бетона

В. Г. Батраков. Модифицированные бетоны. — М.: Стройиздат, 1990. — 400 с.

Основным направлением развития технологии бетона и железобетона в последнее время стало использование химических добавок, позволяющих регулировать состав, свойства компонентов, режимы твердения изделий. Это направление целиком базируется на фундаментальных представлениях физической и коллоидной химии, положениях управляемого структурообразования твердеющих цементных систем и

позволит решить основную проблему отрасли — получение бетонов с заданными свойствами при снижении ресурсоемкости.

Монография В. Г. Батракова — результат многолетних исследований — построена на удивительном органичном единстве физико-химии поверхностно-активных веществ и проблем технологии сборного и монолитного бетона.

Основное внимание уделяется добав-

кам трех классов, модифицирующим, по устоявшейся терминологии, бетоны. Это кремнийорганические соединения (КОС), пластификаторы и суперпластификаторы (СП), а также комплексные полифункциональные модификаторы (ПФМ). Рассматривая гидратацию и структурообразование в системе «цемент — вода» с коллоидно-химическими позициями, автор использует показатель гидрофильно-липофильного баланса

(ГЛБ), как функцию состава и строения ПАВ. Детально проанализированы и оценены элементарно действие ПАВ, приводящее к модифицированию. Сюда относятся адсорбция, сольватация, электрокинетические явления. Коллоидно-химический подход позволяет обосновать параметры регулируемого изменения физико-механических свойств бетонной смеси и бетона. С этих же позиций оцениваются гидрофобность, морозостойкость, коррозионная стойкость бетона в различных, вплоть до экстремальных, условиях.

Центральным разделом монографии, безусловно, является глава 3, посвященная суперпластификаторам. Эти добавки заняли в последнее десятилетие ведущее место в технологии бетона. В. Г. Батраков в данном случае интерпретирует пластифицирующую способность соединений на основе нафталинов, меламинов, лигносульфонатов и других способностью адсорбироваться на исходном порошке и (или) новообразованиях. Показано, что в зависимости от молекулярной массы, длины и характера углеводородных цепей формируются коагуляционные структуры на поверхности и в объеме гидратирующихся частиц.

Оценивая и классифицируя отечественные и зарубежные суперпластификаторы, автор приводит интересные и важные экспериментальные результаты по кинетике адсорбции на минералах, пуццоланах, шлаках. Весьма рационально используются современные методы исследования. Так, результаты проведенного в ХИСИ термокинетического эксперимента (рис. 3.11 и 3.12) связывают степень поликонденсации суперпластификаторов типа С-3 с кинетикой тепловыделения при гидратации трехкальцевого силиката и цемента. Взаимосвязь особенностей адсорбции, зародышеобразования и кристаллизации новообразований с режимами синтеза и свойствами пластификаторов делает калориметрическую информацию практически незаменимой при физико-химической оценке эффективности добавки. Правомочность этого положения подтверждена четкой корреляцией испытаний влияния различных фракций олигомеров на разжижающую способность пластификаторов, водопотребность и прочность бетона на цементах различного состава.

В. Г. Батраков приводит сведения по влиянию суперпластификаторов на режимы тепловлажностной обработки бетона, свидетельствующие о резком сокращении расхода цемента, уменьшении длительности циклов и температуры изотермической выдержки в результате снижения водосодержания. Обобщен-

ные данные носят справочный характер и для технологов-бетонщиков, и для конструкторов, подбирающих материалы с требуемыми параметрами прочности, долговечности и стойкости.

Основное направление прогресса в данной области В. Г. Батраков видит в создании полифункциональных модификаторов, в частности смешанных добавок из двух и более компонентов типа пластификатор-ускоритель (замедлитель) — микропеногазообразователь. Этот раздел как бы суммирует весь предыдущий материал. Приведена принципиальная схема совмещения реагентов и получения порошкообразных ПФМ (рис. 4.1.).

Завершает монографию изложение накопленного опыта использования добавок в практике строительства и строительной индустрии. Таким образом доказаны достоинства и перспективы модификаторов бетонной смеси бетона на основе ПАВ.

Касаясь понятий «модифицирование» и «модификатор», нам хотелось бы отметить незавершенность определений, так как действие всех рассматриваемых добавок не ограничивается изменением

только «структуры и свойств материала... при практически неизменном количестве основных составляющих». Во-первых, наиболее существенно меняется характер, скорость и полнота гидратации и структурообразования на разных, особенно начальных стадиях модифицированного процесса. Во-вторых, в большинстве случаев сокращается водоснабжение, расход цемента, что вызывает и другие изменения в составе бетона. Еще одно замечание относится к названию книги. К модифицированным бетонам, как известно, относятся бетонополимеры, пропитанные серой бетоны и т. п. Более точным представляется название: «Бетоны, модифицированные ПАВ».

Монография имеет гриф научного издания. Однако, как указывалось выше, это и ценное пособие конкретного технологического и справочного плана. Нет сомнения в ее высокой степени полезности.

А. В. УШЕРОВ-МАРШАК,
лауреат премии
им. Курнакова АН СССР,
д-р. техн. наук, проф. (ХИСИ)

Новый справочник

Справочник проектировщика инженерных сооружений /
В. Ш. Козлов, В. Д. Альшиц, А. И. Аптекман и др.: Под
ред. Д. А. Коршунова.— 2-е изд. перераб. и доп.— Киев: Будівель-
ник, 1988.— 352 с.

В последние годы заметно увеличились объемы проектирования и строительства специальных инженерных сооружений и в общих комплексах промышленных предприятий, а также коммунального хозяйства городов и поселков. Эти сооружения отличаются специфическими особенностями как по конструктивному, так и объемно-планировочным решениям и требуют особых подходов при проектировании.

Рецензируемый справочник коллектива авторов под редакцией Д. А. Коршунова в значительной мере восполняет имеющийся пробел в справочной литературе по проектированию инженерных сооружений. Материал справочника сгруппирован по 14 главам, каждая из которых (кроме первой) посвящена определенному виду сооружений. В первой главе приведены требования к инженерным сооружениям; общие положения их проектирования, характе-

ристики грунтов и сыпучих материалов, нагрузки на подземные сооружения, коэффициенты надежности, типы гидроизоляции подземных сооружений. Вторая глава посвящена подпорным стенам: общие сведения, проектные решения, расчет и унифицированные конструкции. В третьей рассмотрены конструкции и расчет подвалов. Четвертая глава содержит общие сведения. В ней даны параметры, размеры, рассмотрены конструкции каналов и тоннелей, представлены их расчет и типовые решения.

В пятой главе довольно подробно рассмотрены вопросы проектирования емкостных сооружений водоснабжения и канализации. Наряду с общими сведениями о них, конструктивными решениями, нагрузками, воздействиями и особенностями режима их работы, рассмотрены также конструкции круглых и прямоугольных резервуаров,

типовые решения некоторых очистных сооружений круглой и прямоугольной формы — флотатора, осветлителя-перегревателя, радиального отстойника, четырехкоридорного азотенка, усреднителя и контактных резервуаров. Здесь же приведена номенклатура типовых сборных железобетонных конструкций, используемых при проектировании емкостных сооружений. В шестой главе изложены рекомендации по проектированию фундаментов под технологическое оборудование, в том числе под машины с вращающимися частями и кривошипно-шатунными механизмами, кузнечные молоты, оборудование прокатных и трубных цехов, дробилки, мельничные установки, металлорежущие станки, машины с динамическими нагрузками и оборудование, чувствительное к сотрясениям. В этой же главе приведены типовые конструкции фундаментов и фундаментные болты, используемые для крепления технологического оборудования.

Открытые крановые и разгрузочные железнодорожные эстакады рассмотрены в седьмой и восьмой главах справочника. В них приведены общие сведения, проектные и конструктивные решения, расчет и типовые конструкции эстакад. В девятой главе описаны конструкции транспортных и пешеходных галерей. Отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы рассмотрены в десятой главе, в одиннадцатой — этажерки и площадки под технологическое оборудование,

в двенадцатой — бункеры и закрома. В последней, в частности, предложены примеры конструирования и расчета железобетонных и стальных бункеров. Проектирование силосов и силосных корпусов, а также их типовые решения рассмотрены в тринадцатой главе, а водонапорных башен — в четырнадцатой. В конце справочника приведен список рекомендуемых нормативных материалов, типовых проектов и серий.

Таким образом, справочник охватывает довольно большое число проектируемых специальных инженерных сооружений, насыщен габаритными схемами сооружений, таблицами номенклатур сборных элементов, узлами и деталями их сопряжений и креплений. В нем кратко приведены методики расчетов, необходимые расчетные формулы и исходные справочные данные. В целом справочник хорошо оформлен, а текстовая часть удачно дополняется необходимым иллюстративным материалом.

Вместе с тем издание не свободно от некоторых упущений и недоработок. Так, в разделе 5.4 «Резервуары для воды» даны примеры цилиндрических резервуаров только из монолитного железобетона, между тем в типовой серии 3.900-3 предусмотрены такие резервуары из сборных конструкций. Конструктивные решения типовых прямоугольных резервуаров рассмотрены только из плоских стеновых панелей, устанавливаемых в паз монолитного днища. На практике широко используются так-

же резервуары, монтируемые из панелей с опорной пятой. Покрытия прямоугольных резервуаров представлены в справочнике только из плит 3×6 м, опирающихся непосредственно на колонны с сеткой 3×6 м. В то же время в Союзводоканалпроекте и ЦНИИПромзданий разработаны типовые резервуары с сеткой колонн 6×6 м и ригельным покрытием из изделий, принятых для промышленного строительства. В приведенных типовых решениях некоторых очистных сооружений представлены только сооружения для очистки сточных вод и, к сожалению, полностью отсутствуют такие сооружения для очистки питьевой воды — фильтры, горизонтальные отстойники и др.

В номенклатуру сборных элементов включены только типовые плоские стеновые панели, устанавливаемые в паз монолитного днища, и не указаны применяемые в настоящее время, включенные в типовую серию 3-900.3 панели с опорной пятой.

Однако, несмотря на замечания, рецензируемый справочник, в целом довольно удачен и содержателен, отвечает современным требованиям. Его использование при проектировании инженерных сооружений поможет, на наш взгляд, работникам проектных организаций особенно молодым, начинающим практическую деятельность, более правильно решать возникающие задачи. И в этом его ценность.

Б. Ф. БЕЛЕЦКИЙ,
канд. техн. наук. проф.

Информация

Опыт автоматизации процессов производства железобетонных конструкций

На научно-техническом семинаре, состоявшемся в МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского (см. № 9 нашего журнала) был заслушан ряд докладов об опыте внедрения автоматизации производства сборного железобетона на предприятиях стройиндустрии.

В. Ф. Афанасьева (ДСК-1 ПСО Главмосстрой) доложила об опыте Ростокинского завода ЖБК в автоматизации процессов производства железобетон-

ных конструкций и приготовления бетонных смесей. Здесь элементы автоматизации внедрены на отдельных, наиболее механизированных переделах производства сборного железобетона — бетоносмесительных узлах, установках тепло-влажностной обработки. Широко использована пневматическая система управления «ЦИКЛ-БС», выпускаемая Усть-Каменогорским заводом приборов. Она работает на сжатом воздухе, посту-

пающем от компрессорной завода, и дополнительно очищенном до первого класса загрязненности. Общий расход воздуха для питания всех блоков системы — около $25 \text{ м}^3/\text{ч}$. Система выполняет следующие функции: автоматическое и дистанционное управление загрузкой расходных бункеров инертными материалами и цементом; автоматическое и дистанционное управление механизмами подачи цемента и инерт-

ных материалов; управление сигнализацией о ходе цикла и состоянии механизмов; включение сигнализации аварийных ситуаций; управление механизмами смесительного отделения, управление приготовлением бетонной смеси.

Дозировочное и смесительное отделение БСУ управляются в трех режимах: автоматическом, единичных автоматических циклов и в режиме дистанционного управления затворами дозаторов. Рационализаторы завода внесли существенные изменения в схему работы установки: в весовых дозаторах автоматическое управление дозированием материалов в режимах грубого и «точного» взвешивания производится с раздельным набором из каждого расходного бункера. Внесены соответствующие изменения в схему автоматического управления дозированием химических добавок и воды.

В настоящее время в БСУ-1 внедрена новая система — АСУ «РКЛ», выполненная на релейно-контактной логике. Она имеет ряд преимуществ перед системой «Цикл-БС». Точность дозирования системы АСУ «РКЛ» для заполнителей — 2 %, вяжущих — 1 %, воды — 0,5 %. Большое значение для правильного учета фактически отдозированного и израсходованного цемента имеют установленные в каждом БСЦ устройства учета расхода цемента (разработанные во ВНИИжелезобетоне). Они обеспечивают учет цемента, выдаваемого в смеситель, нарастающим итогом при автоматическом, дистанционном или местном управлении дозировочно-смесительным отделением. Экономическая эффективность от внедрения индикаторов обусловлена снижением потерь и предотвращением перерасхода цемента. Одновременно возрастает требовательность к работе операторов БСЦ по точности рецептуры смеси, что способствует повышению однородности бетона.

ВНИИжелезобетон совместно с Ростовским заводом провел производственные испытания экспериментального образца измерительного блока устройства для автоматического контроля подвижности бетонной смеси. Этот блок производит измерения тока двигателя бетоносмесителя, усреднение измеренных значений тока в пределах оборота бетоносмесителя и выделение участка стабилизации реологических свойств бетонной смеси в процессе перемешивания. С помощью блока установлена зависимость «сила тока — подвижность бетонной смеси» и проведена оценка точности результатов определения подвижности бетонной смеси. Результаты испытаний показали, что погрешность определения подвижности бетонной сме-

си при помощи измерительного блока не превышает ± 2 см осадки конуса для бетонных смесей с маркой удобоукладываемости П1 и П2.

На заводе успешно функционирует система автоматизации тепловлажностной обработки в вертикальных пропарочных камерах. В ее состав входят: регулирующий прибор Р25-2-2, реверсивный магнитный пускатель МКР-0-58, исполнительный механизм МЭО, управляющий клапаном подачи пара в камеру. Сигнал с датчика температуры поступает на регулирующий прибор, в котором происходит обработка сигналов. После обработки сигналов прибор Р25-2-2 подает команду на магнитный пускатель, который управляет исполнительным механизмом, управляющим подачей пара в камеру. Так осуществляется автоматическое регулирование температуры тепловлажностной обработки. Система позволила улучшить качество железобетонных изделий, существенно сократить расход пара на тепловлажностную обработку, достичь среднегодовой экономии 1870 м³ газа, 70 тыс. кВт·ч электроэнергии.

Важным шагом по пути совершенствования тепловой обработки в кассетных установках стало внедрение автоматизированной системы теплоснабжения (разработчик А. И. Губенко, кооператив «Калган», г. Полтава). Суть системы — в отводе конденсата и холодного воздуха из паровых отсеков в период подачи пара при помощи секционного конденсатоотводчика и индивидуальных автономных воздухоотводчиков. Эта система обеспечивает быстрый и равномерный прогрев изделий в течение 2—3 ч с перепадом температуры в 2—3 °С вместо 20—30 °С при обычном теплоснабжении, позволяет снизить расход тепловой энергии на 1 м³ сборного железобетона до 0,08—0,1 Гкал вместо 0,28 Гкал по старой схеме, исключает подпор кассетных установок пролетным паром за счет индивидуального отвода воздуха и конденсата от каждого теплового отсека. Внедрение системы повышает качество изделий и значительно сокращает продолжительность тепловой обработки.

Для подбора оптимальных режимов тепловой обработки бетона успешно применяется пропарочная камера с регулирующим программным блоком Р-31М, выпускаемая Опытным заводом ВНИИжелезобетона.

Сообщение Б. М. Стелина (Институт крупнопанельного домостроения ПСО Главмосстрой) было посвящено автоматизации процесса термообработки изделий с применением микропроцессорных контроллеров РЕМИКОНТ Р-100. Проектный институт крупнопанельного

домостроения совместно с НИИтеплоприбором разработал и внедрил на Краснопресненском заводе ДСК-1 ПСО Главмосстрой систему автоматического управления процессом термовлажностной обработки железобетонных изделий в щелевой термокамере двухъярусной конвейерной технологической линии. Система реализована на базе отечественного микропроцессорного контроллера РЕМИКОНТ и предназначена для позонной автоматической стабилизации температурного и влажностного режимов термообработки изделий с целью получения заданной прочности при минимальном расходе теплоносителя.

Все регулирующие, управляющие и логические функции в системе выполняет микропроцессорный контроллер РЕМИКОНТ Р-100, находящийся в отдельном шкафу. РЕМИКОНТ — новый класс устройств управления, выполненных на микропроцессорной элементной базе и специализированных для решения задач автоматического регулирования. Он формирует ПИД — закон регулирования, выполняет суммирование, дифференцирование, селектирование, переключение и тому подобные преобразования аналоговых сигналов, а также обрабатывает и формирует дискретные сигналы управления. Он имеет до 64 аналоговых и до 126 дискретных входов, а также до 64 аналоговых, 64 импульсных и 126 дискретных выходов. Входные и выходные аналоговые и дискретные сигналы РЕМИКОНТА — унифицированные сигналы ГСП. Он может работать как на нижнем уровне распределенной АСУ ТП, так и в качестве автономного управляющего устройства.

Датчики и исполнительные устройства подключаются к РЕМИКОНТУ с помощью обычных кабельных связей. Сигналы, поступающие в РЕМИКОНТ, обрабатываются в цифровой форме.

Оперативно управлять РЕМИКОНОМ можно посредством стандартных токовых задатчиков и блоков ручного управления, а также с помощью панели оператора. Точность установки сигнала задания 0,1 %. Виртуальная (кажущаяся) функциональная структура РЕМИКОНТА позволяет представить свойства контроллера как звена системы управления, выразив их в терминах и понятиях, традиционных для системы автоматического регулирования.

Функциональная структура РЕМИКОНТА как регулятора реализуется на базе внутреннего программного обеспечения, введенного в постоянную память (ПЗУ) контроллера. Виртуальная структура РЕМИКОНТА содержит алгоритмические блоки (алгоблоки),

библиотеку алгоритмов, средства ввода-вывода информации, средства настройки и контроля. Алгоритмы ведут алгоритмическую обработку информации. Библиотека алгоритмов — это перечень алгоритмов управления, которые в процессе настройки контроллера объединяются в алгоритмы. Средства ввода-вывода информации позволяют подключить к контроллеру источники информации и исполнительные устройства. Средства настройки и контроля дают возможность вводить в алгоритмы нужные алгоритмы, соединять (конфигурировать) алгоритмы, изменять параметры оперативного управления и контролировать сигналы, обрабатываемые алгоритмами. В РЕМИКОНТЕ может быть задействовано до 64 алгоритмов. Он является проектно-компонентным изделием. Его комплект состоит из базового и проектно-компонентного комплектов. В базовый комплект входит набор элементов, необходимый для решения любой задачи. Проектно-компонентный комплект состоит из компоновочного шкафа и различных модулей, которые организуют область ввода-вывода информации и входят в состав устройств связи с объектом. В один шкаф можно установить до четырех РЕМИКОНТОВ.

Рассмотренная система управления находится в производственной эксплуатации с 1985 г. Почти вся основная аппаратура автоматизации, в том числе и микропроцессорный контроллер, показала высокую надежность. Недостаточно надежным оказался лишь гигрометр АПГ-206. В настоящее время завод проводит работу по замене его на гигрометр другого типа.

Преимущество системы состоит в высоком качестве процессов регулирования и ее гибкости, т. е. возможности легко менять структуру регулирующих контуров и связей между ними путем соответствующей перестройки структуры РЕМИКОНТА.

Технические средства системы существенно дешевле традиционных средств вычислительной техники, имеют меньшие габариты, более высокую надежность и меньшую мощность.

Внедрение системы позволило повысить качество выпускаемых изделий, а также сократить расход пара и цемента за счет оптимизации технологического режима. Годовой экономический эффект на одной конвейерной линии составил 27 тыс. р.

В настоящее время на Краснопресненском заводе автоматизированы две линии в цехе № 3 и разработан усовершенствованный проект на шесть термокамер цехов № 1 и № 2.

А. А. Гутковский и Л. Н. Деёв (ПКБ «Стройавтоматизация») подготовили доклад об автоматизированной системе управления термовлажностной обработкой железобетонных изделий «Тепло 02». Эта система разработана в ПКБ «Стройавтоматизация» НПО «Белстройнаука» Госстроя БССР и в 1989 г. внедрена в эксплуатацию на заводе КРД-3 МПОИД г. Минска. Основное назначение системы — полностью автоматизированное управление термовлажностной обработкой в тепловых установках непрерывного и периодического действия различных типов — щелевых (туннельных), кассетных, ямных камерах, термоформах, стендовых установках — без участия оператора-технолога. Цель ее создания — стабилизация распалубочной прочности железобетонных изделий при минимизации расхода теплоносителя. Критерий управления для тепловых установок всех типов — величина отклонения параметров паровоздушной среды (температуры и влажности) от заданных или рассчитанных установок. Точность каналов измерения составляет: для температуры $\pm 1^\circ\text{C}$, для влажности $\pm 5\%$, для давления энергоносителя (пара) $\pm 3\%$.

Система «Тепло 02», кроме управления процессом ТВО, осуществляет учет расхода энергоносителей (пар, электроэнергия), учет ритма технологического конвейера, давления пара и сжатого воздуха, контроль состояния исполнительных механизмов и управляющих комплексов, регистрацию в конце каждой смены на твердой копии основных технологических параметров и историю процесса управления за 8 ч. Система непрерывно диагностирует комплекс технических средств и технологический объект управления, имеет развитые средства диалога для работы оператора-технолога с объектом управления и получения информации о состоянии комплекса технических средств и объекта управления, ходе технологических процессов. В системе предусмотрены корректировка режимов технологических процессов в тепловых установках всех типов в диалоговом режиме, возможность работы с некоторыми из тепловых установок в полуавтоматическом режиме для отладки технологического оборудования, а также работа в экономном режиме выходного дня.

При пропадании питающих напряжений система сохраняет всю информацию о технологическом объекте управления и историю процесса и при восстановлении питания автоматически продолжает работу. Для установок пе-

риодического действия при аварийных ситуациях система определяет время простоя, подсчитывает градусо-часы, полученные изделиями, и автоматически корректирует время их пропарки.

При построении АСУ ТП «Тепло 02» в качестве вычислительного комплекса используется локальная технологическая станция на базе агрегатного комплекса МикроДАТ (КТС ЛИУС-2), входящего в состав ГСП. Средства МикроДАТ, включающие широкую номенклатуру элементов, позволяют осуществить сбор, хранение и первичную обработку технологической информации, управление технологическим процессом, ручной ввод и отображение информации.

Для функционирования системы необходимо следующее оборудование: датчики температуры паровоздушной среды и бетона, например, ТСМ-0879; датчики давления пара и сжатого воздуха МПЭ-МИ; датчики расхода пара ДМЭР; измерительный преобразователь для ввода аналоговых сигналов Ш-79; исполнительные механизмы (пневматические или электрические). Количество датчиков и оборудования автоматизации зависит от конкретного технологического оборудования предприятия.

Основные технические характеристики АСУ «Тепло 02»: количество точек управления температурой — до 93; количество каналов измерения расхода теплоносителя и его давления — до 26; количество дискретных входов — до 59.

АСУ ТП «Тепло 02» в настоящее время предназначена для эксплуатации в качестве локальной подсистемы управления. Ведутся работы по включению ее в комплексную систему АСУ ТП завода ЖБИ, включающую в себя подсистемы: приготовления бетонных смесей «Бетон», подсистему «Тепло», учета потребления энергоресурсов «Ресурсы», подсистемы «Склад» и «Загрузка», подсистему верхнего уровня, объединяющую и управляющую работой всех низовых подсистем «Диспетчер». Эта объединенная АСУ ТП разрабатывается для нового комплекса технических средств, созданного на базе 16-разрядного процессора. Экономический эффект от внедрения системы «Тепло 02» на заводах стройиндустрии мощностью 150—180 тыс. м³ сборного железобетона в год составляет 80—92 тыс. р., срок окупаемости — в среднем 0,4—0,7 года. ПКБ «Стройавтоматизация» имеет возможность внедрять эту систему на предприятиях стройиндустрии с гарантируемой поставкой УВК.

УДК 691.327.666.973.2:66.046

Малоэнергетические режимы тепловлажной обработки шлакощелочных бетонов // В. Д. Глуховский, В. И. Гоц, В. Н. Кокшарев и др. // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 2—4. Разработаны эффективные режимы ТВО шлакощелочных бетонов; для получения бетонов прочностью 90...100 % R_{28} «пиковый» (3...4 + 0 + 3 ч при нагреве среды до 80...95 °С); ступенчатый (1,5...2,5 + 1,4...1,6...1,5 + 3 ч), на первой ступени бетон выдерживают при температуре 35...40 °С, на второй — 80...95 °С. Для получения бетонов прочностью 65...80 % R_{28} рекомендуются режимы: 2,5 + 3...5 + 2,5 ч при температуре изотермического прогрева 65 °С или 1,5 + 5...9 + 1,5 ч при 50 °С.— Табл. 4.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 693.547.3

Гендин В. Я., Толкинбаев Т. А. Повышение качества бетона в результате снижения температурных градиентов // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 4—6. Изложены результаты экспериментов, свидетельствующие о существенном влиянии температурных градиентов в процессе электрообработки бетона на его показатели. Рекомендованы предельно допустимые значения температурных градиентов при электротермообработке железобетонных изделий и конструкций.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 666.97.037

Суслин Б. Н. Геометрия распулбочных уклонов рельефообразующих матриц // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 6—8. Рассмотрены условия распулбочных железобетонных изделий, формуемых на жестких рельефообразующих матрицах из горизонтального положения и на кантователе. Предложены формулы, позволяющие вычислять предельные распулбочные уклоны рельефа матриц.— Ил. 3, табл. 1.

УДК 624.012.35.072.042.5

Залесов А. С., Панюков Э. Ф., Алексеенко В. Н. Прочность железобетонных балок при действии поперечных сил после пожара // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 8—9. Отмечены неточности нормативных документов, регламентирующих расчет железобетонных конструкций при действии поперечных сил во время пожара и после него. Предложена функциональная зависимость коэффициента условий работы поперечной арматуры от температуры нагрева контактного слоя поперечных стержней с бетоном. Показана возможность применения расчета железобетонных балок после пожара до двублочной модели и методике норм с дополнительными уточнениями.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.45:658.516

Кормер Б. Г., Сидорина Г. С., Лапшина А. З. Совершенствование номенклатуры колонн одноэтажных промзданий // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 12—13. Анализируются технико-экономические показатели колонн различных типов. Рассматривается целесообразность выбора типовых конструкций. Приводятся рекомендации по совершенствовании колонн.— Табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.041.6:624.012.41

Забегав А. В., Сизов Ю. В. Влияние локальных воздействий на прочность бетона при сжатии // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 19—20. Показали, что при высоких уровнях поперечной нагрузки снижается прочность бетона при одноосном сжатии, что должно быть учтено при назначении характеристик прочности сжатой зоны бетона изгибаемых, а также внецентренно-сжатых элементов.— Ил. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.542.4

Дьяченко С. С., Коваленко О. Н. Добавка полифункционального действия в бетоны // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 20—21. Показано, что стабилизатор форминатно-спиртовой (СФС), используемый в качестве пластификатора с эффектом ускорения при введении в количестве 0,6...1 % массы цемента в бетоны, в интервале 1...4 % способствует замедлению процессов схватывания и твердения бетонной смеси. Показано, что при введении 3...4 % добавки прочность бетона по сравнению с контрольным составом повышается на 13...30 % при твердении в нормальных условиях.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 688.691-413/-419

Кузин В. Н., Шклярова А. И. Роторная технология изготовления декоративных плит из отходов // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 25—26. Предложена технология изготовления декоративных плит по роторной технологии. Приведены составы материалов, а также физико-механические свойства получаемых изделий.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.564

Мадатян С. А., Федоров Д. А. Влияние преднапряжения на диаграмму растяжения арматуры класса К-7 // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 26—28. Приведены результаты исследования механических свойств арматурных канатов К-7 диаметром 15 мм при различных режимах нагружения. Даны основные характеристики опытных диаграмм в зависимости от уровня преднапряжения, их сопоставление с теоретическими значениями. Доказана применимость деформационного варианта технической теории упрочнения арматуры для нормирования прочностных характеристик канатов К-7 с учетом влияния преднапряжения.— Ил. 1, табл. 4.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 693.546.3

Махвиладзе Л. С., Берекашвили Т. Ш. Замоноличивание вертикальных стыков наружных стен на высоту крупнопанельного здания // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 28—29. Теоретически и экспериментально исследована прочность раствора замоноличивания вертикальных стыков панелей наружных стен и даны рекомендации по подбору состава раствора.— Ил. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.046.5

Попов Н. Н., Матков Н. Г., Гончаров А. А. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 32—34. Изложены результаты экспериментально-теоретических исследований опытных образцов — моделей призм сечением 20×20 см, армированных высокопрочной арматурой при сжатии с записью опытных полных диаграмм бетона и арматуры. Описание этих диаграмм деформирования выполнялось автоматически на специальной установке. Приведено сравнение опытных и теоретических деформаций и несущей способности сжатых элементов с разными процентами продольного и поперечного армирования. В результате получены достаточно надежные результаты, позволяющие применять аналитические способы расчета с составлением алгоритма расчета на ЭВМ.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.45

Чирков В. П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 35—36. Обосновано, что в расчетах железобетонных конструкций фактор времени следует учитывать в явном виде. Предложено в качестве обобщенного критерия предельного состояния принимать срок службы конструкций и сооружений по различным признакам выхода из строя несущих конструкций. Разработаны основные положения теории расчета ресурса железобетонных конструкций.— И. 2.: Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.046.5

Диаграммы $M - \chi$ для железобетонных конструкций, рассчитываемых на аварийные нагрузки // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 37—38. Рассмотрены диаграммы $M - \chi$, позволяющие учитывать сопротивление конструкций изгибу на всех этапах деформирования (вплоть до разрушения) при действии аварийных нагрузок. Приведены примеры для сечений различной формы с ненапрягаемой и преднапряженной арматурой.— Ил. 6.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 666.973.6

Сахаров Г. П. Комплексная оценка трещиностойкости изделий из ячеистого бетона // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 39—40. Рассмотрены методика и результаты комплексной вероятности оценки трещиностойкости изделий из ячеистого бетона средней плотностью 600...700 кг/м³ автоклавного и неавтоклавного твердения на цементном и смешанном вяжущем. Установлена высокая трещиностойкость виброупругого ячеистого бетона на грубомолотом песке и недостаточная трещиностойкость обычного ячеистого бетона на тонкомолотом песке. Выявлена корреляция коэффициента трещиностойкости ячеистого бетона с вероятностью получения бездефектных изделий. Регулирование трещиностойкости достигается вариацией влияющих факторов.— Табл. 1.— Библиогр.: 5 назв.

CONTENTS

Glukhovskij V. D., Gots V. I., Koksharev V. N., Rumina G. V., Tkalenko S. A. Regimes of inimportant energy consuming for thermal-humid treatment of slag-alkali concrete
Gendin V. Ya., Tolkyntbaev T. A. Improvement of quality as a result of reduction of temperature gradients
Suslin B. N. Geometry of striking slopes of relief-forming moulds
Zalesov A. S., Panukov E. Ph., Alexeenko V. N. Strength of reinforced concrete beams under action of transversal forces after fire
Drozdov P. Ph., Senin N. I., Kijashko V. Yu. New structure of monolith multi-storeyed buildings
Djatchenko S. S., Kovalenko O. N. Admixture with semi-functional action in concretes
Solomatov V. I., Nanazashvili V. I. Concretes on VNV modified by acetone-formaldegid resin
Levin L. I., Tarasova V. N. Influence of type of fine filler on properties of concrete with superplasticizer
Zabegaev A. V., Sizov Yu. V. Influence of local actions on strength of concrete under compression
Madatjan S. A., Pheodorov D. A. Influence of prestressing on diaphragm of tension of reinforcement of classe K-7
Zilberberg S. D., Leontjev V. A. Technological device for production of concrete slabs
Makhviladze L. S., Berekashvili T. Sh. Monolithing of joints of external walls up to height of large-panel building
Popov N. N., Matkov N. G., Gontcharov A. A. Extra-center compressed elements with longitudinal high-resistant reinforcement under static and dynamic loading

CONTENU

Gloukhovsky V. D., Gots V. I., Koksharev V. N., Roumyna G. V., Tkalenko S. A. Les régimes d'une capacité inimportante d'absorption de l'énergie pour le traitement par le chauffage dans la vapeur des laitier-alcalins-bétons
Ghendine V. Ya., Tolkyntbaev T. A. Le perfectionnement de la qualité du béton à cause de la réduction des gradients de température
Souline B. N. La géométrie des inclinaisons de décoffrage des matrices formant le relief
Zalessov A. S., Panukov E. Ph., Alexeenko V. N. La résistance des poutres en béton armé sous l'action des forces transversales après l'incendie
Drozdov P. Ph., Senine N. I., Kijashko V. Yu. La nouvelle structure des bâtiments monolithes à plusieurs étages
Djatchenko S. S., Kovalenko O. N. L'adjuvant d'une action semi-fonctionnelle dans les bétons
Solomatov V. I., Nanazachvili V. I. Les bétons sur VNV modifiés par le résine acétone-formaldéhyde
Levine L. I., Tarassova V. N. L'influence du type d'agrégat fin sur les propriétés du béton avec le superplastifiant
Zabegaev A. V., Sizov Yu. V. L'influence des actions locales sur la résistance du béton sous la compression
Madatjan S. A., Pheodorov D. A. L'influence de la précontrainte sur le diaphragme de la tension des armatures de classe K-7
Zilberberg S. D., Leontjev V. A. Le robot technologique pour la production des dalles en béton
Makhviladze L. S., Berekachvili T. Ch. Le rendement monolithes des joints des murs extérieurs jusqu'à l'hauteur de bâtiment en gros panneaux
Popov N. N., Matkov N. G., Gontcharov A. A. Les éléments comprimés hors du centre avec d'es armatures longitudinales sous le chargement statique et dynamique

INHALTSVERZEICHNIS

Gluchowski W. D., Coz W. I., Koksharew W. N., Rumyna G. W., Tkalenko S. A. Wenig energieaufwendige Wärme- und Feuchtigkeitsbehandlungsverläufe von Schlackenalkalibetonen
Gendin W. Ja., Tolkyntbaew T. A. Erhöhung der Betonqualität als Ergebnis der Senkung von Temperaturgradienten
Suslin B. N. Geometrie von Entschalungsneigungen für reliefbildende Matrizen
Salessow A. S., Panjückow E. F., Alekseenko W. N. Festigkeit von Stahlbetonbalken unter Einwirkung der Querkkräfte nach dem Brand
Drozdov P. F., Senin N. I., Kijaschko W. Ju. Neue Konstruktion von monolithischen mehrgeschossigen Gebäuden
Djatschenko S. S., Kowalenko O. N. Zusatzstoff mit polyfunktioneller Wirkung im Beton
Solomatow W. I., Nanasaschwill W. I. Modifizierte mit Azetonformaldehydharz unter Anwendung von Bindemitteln mit wenigem Wasserbedarf Betone
Levin L. I., Tarassowa W. N. Einfluss der Art des Feinzuschlagstoffes auf Betoneigenschaften mit Verflüssiger
Sabegajew A. W., Sisow Ju. W. Einfluss der lokalen Einwirkungen auf Betonfestigkeit unter Druck
Madatjan S. A., Fjodorow D. A. Einfluss der Vorspannung auf Zugdiagramm der Bewehrung von Klasse K-7
Siljberberg S. D., Leontjew W. A. Technologischer Roboter für Herstellung von Betonplatten
Machwiladse L. S., Berekaschvili T. Sch; Vermörteln der Stossfugen in Aussenwänden bis auf die Höhe des Grossplattengebäudes
Popow N. N., Matkow N. G., Gontscharrow A. A. Aussermittlung gedrückte Elemente mit hochfester Längsbewehrung unter statischer und dynamischer Beanspruchung.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Е. Л. Сангурова Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 02.08.90. Подписано в печать 10.09.90. Формат 60×88 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная
Усл. печ. л. 6,0. Усл. кр.-отт. 6,75. Уч.-изд. л. 7,78. Тираж 13 411. Заказ 6351. Цена 60 коп.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23 а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Государственного комитета СССР по печати. 142300, г. Чехов Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Государственного комитета СССР по печати.

Вологодская областная научная библиотека

www.booksite.ru

ПРОГРАММА РАСЧЕТА МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ В КАРКАСЕ СЕРИИ 1. 020-1/83 БЕЗ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ ЭВМ ТИПА IBM-PC/AT

Программа РОТОР-90 предназначена для расчета малоэтажных зданий без диафрагм жесткости на действие вертикальных и ветровых нагрузок по первой и (или) второй группам предельных состояний с проверкой обеспеченности по несущей способности, ширине раскрытия трещин и прогибам.

В программе реализован метод расчета по деформированной схеме с учетом физической нелинейности железобетона, оцениваемой на основе полных диаграмм напряжение — деформация бетона и арматуры.

В программе предусмотрен сокращенный (с использованием базы данных) ввод исходной информации в режиме поэкранного редактирования, а также автоматическая проверка соответствия исходных данных номенклатуре изделий серии.

Отказ от диафрагм жесткости позволяет:

- расширить архитектурные возможности каркаса, обеспечить внедрение гибких объемно-планировочных решений
- сократить материалоемкость строительства и трудоемкость монтажа сборных конструкций
- уменьшить число используемых марок колонн
- упростить конструкцию фундаментов

Разработчик: ЦНИИП реконструкции городов (бывший ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов)

За справками обращаться:

*121019, Москва, пр. Калинина, 5, ЦНИИП реконструкции
городов, д-р техн. наук Панышин Л. Л.,
тел. 148-22-05*

Факультет повышения квалификации (ФПК) руководящих работников и специалистов Мосгорисполкома при Всесоюзном заочном инженерно-строительном институте проводит повышение квалификации по следующим направлениям:

- производство строительных материалов, изделий и конструкций
- капитальное строительство
- совершенствование деятельности заказчика капитального строительства
- капитальный ремонт и реконструкция зданий и сооружений
- правоведение

Обучение на ФПК производится по договоренности с заинтересованными организациями на хозрасчетной основе из расчета 144-часовой программы (с отрывом от производства сроком на 1 мес и без отрыва от производства один раз в неделю сроком на шесть месяцев) или по специально разработанной и согласованной программе.

Учебные планы включают дисциплины экономико-управленческого и правового цикла, изучение техники, технологии и охраны окружающей среды в соответствующих отраслях, применение вычислительной техники в практической деятельности специалистов.

Занятия проводят профессора, высококвалифицированные преподаватели и крупнейшие специалисты ведущих научно-исследовательских, проектных и передовых производственных организаций.

Слушателям, выполнившим учебный план и успешно сдавшим зачеты и комплексный выпускной экзамен, вручается удостоверение о повышении квалификации.

На ФПК, по согласованию с заинтересованными организациями, может быть организована одновременно с повышением квалификации подготовка специалистов по статье 300 правил Гостехнадзора с выдачей после сдачи экзаменов двух удостоверений (о повышении квалификации и по статье 300).

Для специалистов, работающих на инженерных должностях и не имеющих высшего образования или имеющих непрофильное образование, организована подготовка по циклам дисциплин старших курсов учебных планов высшей школы по специальностям:

- промышленное и гражданское строительство
- экономика и управление в строительстве

Почтовый адрес факультета:
121351, Москва, Молодогвардейская ул., д. 46, корп. 3.
Телефоны: 149-51-26, 141-71-03
