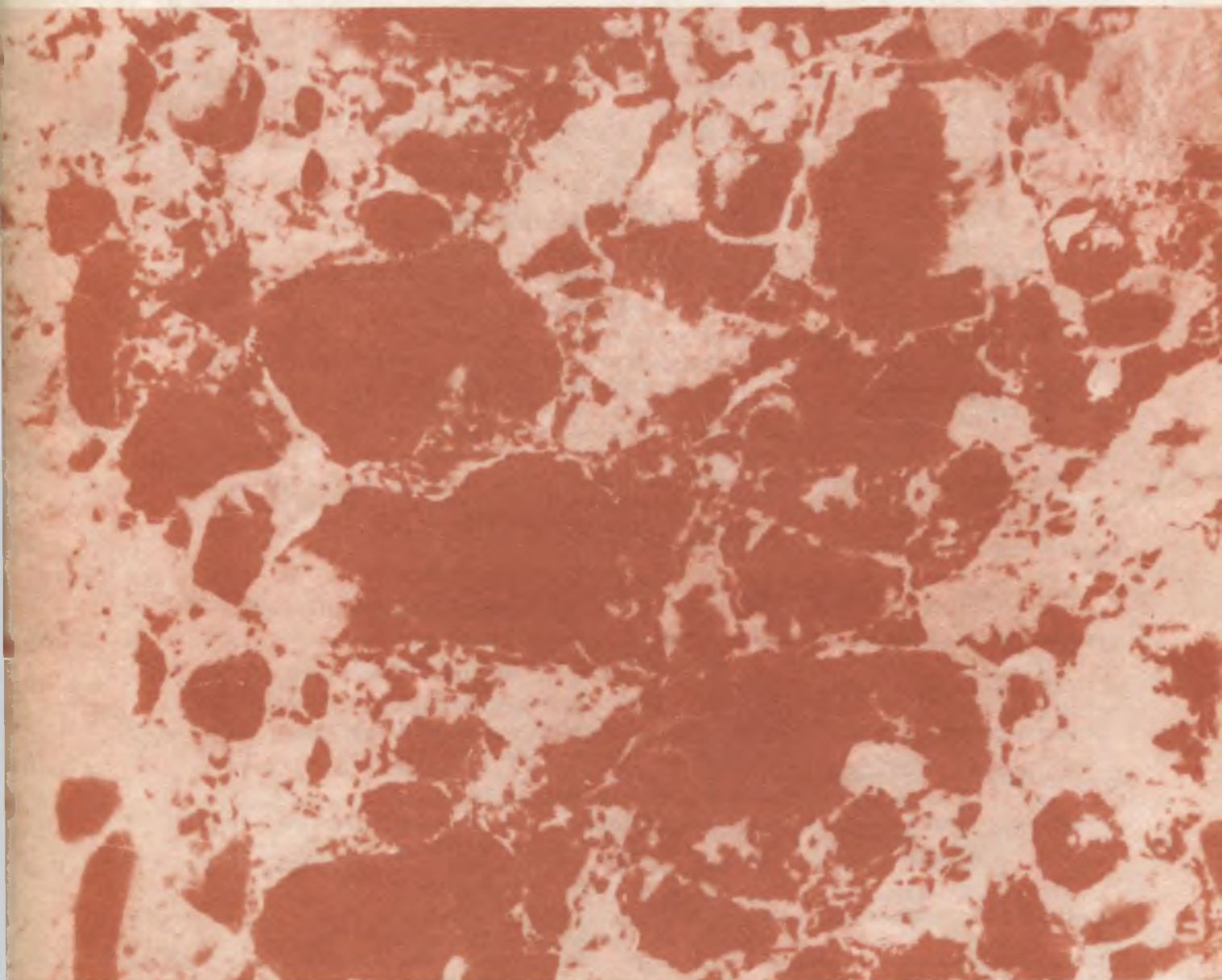


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

1992



Датчик предельного уровня цемента и других сыпучих сред «СИГНАЛ-01»

Емкостный датчик «Сигнал-01» обеспечивает надежную индикацию достижения заданного уровня любым сыпучим материалом.

Датчик «Сигнал-01» это:

- высокая чувствительность и надежная работа в цементе, песке, гравии, золе и т. п. материалах
- широкий интервал рабочих температур чувствительного элемента ($-45...120\text{ }^{\circ}\text{C}$) и электронного блока ($-45...60\text{ }^{\circ}\text{C}$)
- удобство конструкции, простота и надежность в эксплуатации

При достижении сыпучим материалом уровня чувствительного элемента электронный блок включает любое сигнальное устройство с током потребления до 3 А ($\sim 220\text{ В}$). Длина линии связи между электронным блоком и сигнальным устройством не ограничена. Питание датчика — от сети переменного тока: 220 В, 50 Гц.

Габаритные размеры чувствительного элемента: $250 \times 250 \times 70$, электронного блока: $\varnothing 120 \times 150$.

В настоящее время датчик успешно эксплуатируется на строительных предприятиях

Заявки направлять по адресу:
614600, ГСП, г. Пермь, ул. Даницина, 19,
НПП «Системы контроля».
Тел.: (8-342-2) 34-88-59, 39-62-23.

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- Семченков А. С., Десятник Е. И.* Совершенствование 12-метровых плит 2Т 2
- Грановский А. А.* Распределение усилий между элементами комбинированного стыка в крупнопанельном здании 5

Заводское производство

- Селиванова В. И., Жарычева Г. А.* Эффективность и надежность бетонов при повышенных расходах активированных крупных заполнителей 6

Строительное производство

- Нурмиев Г. Н.* Жилые и общественные здания из сборного газозолобетона 8

В помощь проектировщику

- Пирадов А. Б., Гвелесиани Л. О., Пирадов К. А.* Развитие трещин в бетонных и железобетонных элементах при циклическом нагружении 10
- Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш., Петренко Ю. В.* Трещиностойкость и прочность концевых участков преднапряженных элементов с канатной арматурой 13
- Ашкинадзе К. Г.* Практический метод расчета прочности железобетонных стен и балок по наклонным сечениям 15
- Федулов В. С.* Типовое проектирование бетоносмесительных цехов и складов цемента 17

Вопросы экономики

- Королев К. М., Галкина Т. Ю.* Реальный объем выхода строительных смесей из смесительных агрегатов 19

Долговечность

- Топильский Г. В., Мелихов В. И., Корецкий В. П.* Влияние кольматирующих ВПС на качество защитного покрытия труб 21
- Гончаров В. В., Рожанская А. М.* Влияние добавок на коррозионную стойкость строительных растворов в техногенных средах 23
- Чирков В. П., Кардангушев А. Н.* Ресурс железобетонных плит покрытия железнодорожных зданий 25

Информация

- Маркаров Н. А., Гринев В. Д.* Задачи совершенствования отечественных норм по проектированию конструкций 27

Зарубежный опыт

- Трамбовецкий В. П.* Новые тенденции в развитии строительства в Польше 30



УДК 624.073

А. С. СЕМЧЕНКОВ, Е. И. ДЕСЯТНИК, кандидаты техн. наук (ЦНИИП реконструкции городов)

Совершенствование 12-метровых плит 2Т

В последнее время широкое распространение получили конструкции большепролетных перекрытий из плит 2Т [1...4]. Технологические и конструктивные преимущества таких плит по сравнению с корчатыми и П-образными заключаются в том, что при изготовлении в неразъемных формах уменьшаются число операций при распалубке и вес бортоснастки. Для выпуска основных и доборных плит служит единая оснастка. Симметричное сечение плит уменьшает кручение ребер и их армирование. Опасения проектировщиков о недостаточной прочности межплитных сопряжений в виде сварных закладных деталей, расположенных в тонких полках, при создании диска на действие горизонтальных и неравномерных вертикальных нагрузок оказались необоснованными [4].

Внедрение связевого экспериментального каркаса размером 6×12 м в г. Тольятти показало недостаточную прочность консольных свесов полок плит 2Т под расчетную унифицированную нагрузку 8 кПа (рис. 1, которые ввиду ненадежной фиксации арматурных сеток обламывались при распалубке плит. Продольные трещины шириной до 1,5 мм в полках на участках между ребрами обнаружили в смонтированных плитах. Это потребовало проведения комплексных испытаний плит, в том числе по балочной схеме, на стадии монтажа при подъеме и опирании на две диагональные точки, а также в период эксплуатации при полосовых нагружениях фрагмента настила перекрытия и дополнительном опирании плиты вдоль пролета.

Первый образец исследовали по балочной схеме на действие равномерно распределенной нагрузки, создаваемой штучными бетонными грузами. Первыми появились про-

должные трещины в месте контакта полок и ребер при нагрузке 11 кПа, нормальные трещины в ребрах — при 12 кПа, наклонные трещины на опорных участках ребер отсутствовали. Прогиб образца при нагрузке 9,4 кПа составил 34 мм, что меньше выгиба (45 мм). Образование продольных контактных трещин практически не повлияло на возрастание прогибов. При нагрузке 13 кПа произошло обрушение консольных свесов полок (см. рис. 1).

Второй образец испытали на силовые воздействия, возникающие при монтаже, складировании и транспортировании плит. Плиту подняли за две диагонально расположенные строповочные петли, в результате чего сверху и снизу полки в межреберном пространстве возникли продольные трещины с шириной раскрытия до 3 мм, уменьшающейся от опоры к середине

пролета (см. рис. 1). После установки образца на две другие диагональные опоры разрушились опорные диафрагмы и полка.

На третий образец равномерная нагрузка действовала на одной половине плиты по всей длине одного ребра, а второе ребро над незагруженной частью опиралось дополнительно в пролете на четыре точки. При нагрузке 4,3 кПа по верху полки между ребрами образовалась продольная трещина, а при дальнейшем нагружении появились трещины в опорных диафрагмах и по низу полки (см. рис. 1).

Фрагмент настила перекрытия состоял из двух плит, открытых по балочной схеме и объединенных между собой сваркой в семи точках по длине плиты металлическими накладками к закладным деталям полок, а равномерная нагрузка прикладывалась только на плиту П-5 (см. рис. 1). При нагрузке

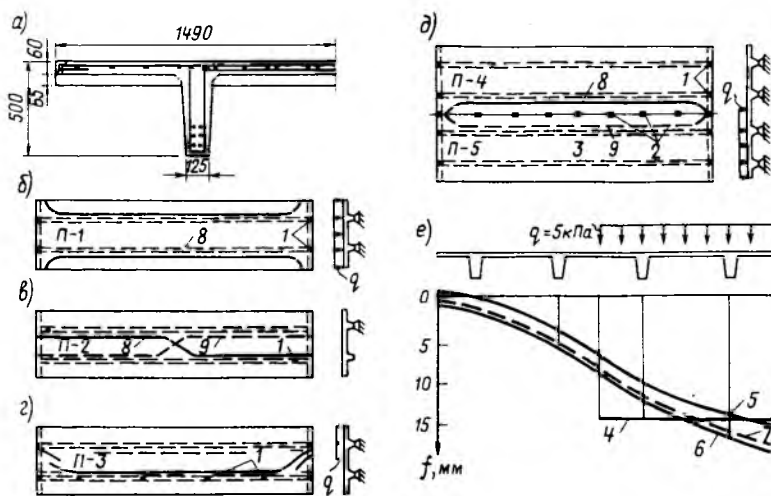


Рис. 1. Комплексные испытания 12-метровых плит 2Т связевого экспериментального каркаса размером 6×12 м

a — сечение плиты; *b* — испытания по балочной схеме; *в* — опирание на две диагональные точки; *г* — плита с подпертым ребром; *д* — настил из двух плит; *e* — прогибы настила из двух плит; 1 — места опирания плит; 2 — стыки; 3 — отверстие; 4 — прогибы отдельной плиты; 5 — опытные прогибы настила; 6, 7 — теоретические прогибы; 8, 9 — трещины сверху и снизу полки

5,7 кПа в незагруженном образце образовалась верхняя продольная трещина по контакту ребра и полки. В ходе экспериментов отмечено отсутствие взаимного вертикального смещения полок на их стыке, в пролете при этом взаимное горизонтальное смещение полок на опорах достигало 2,5 мм. Затем нагрузку перенесли на объединенные консоли полок и повысили до 17 кПа, однако разрушения не произошло. После разъединения плит консоли полок разрушились при нагрузке 14 кПа. Испытания объединенных образцов также показали, что продольные трещины в этом случае образуются при нагрузке в два раза меньшей, чем для отдельных плит по балочной схеме. Таким образом, балочная схема не воспроизводит самых невыгодных условий эксплуатации для полок плит 2Т. В то же время прогибы и моменты в загруженной плите в продольном направлении снизились вследствие передачи части нагрузки на соседнюю незагруженную (см. рис. 1). Наклонные трещины в ребрах плит от кручения отсутствовали.

При разработке типового каркаса серии 1.220 армирование полок плит значительно усилили, установили специальную продольную арматуру для надежной фиксации сеток в продольном направлении. Приведенный расход в плитах, армированных преднапряженной арматурой класса А-IV, из условия обеспечения требований по прогибам составил 29,9 при унифицированной нагрузке 8 кПа и 42,5 кг/м² при 12,5 кПа.

В дальнейшем, учитывая пространственный характер деформирования сборного настила, в плитах 2Т серии 1.220 значительно снизили расход стали благодаря установке продольной арматуры, исходя из расчета по прочности, а не по прогибам. Так, при внедрении серии в Рязани расход металла в плитах армированных Ø 25 Ат-V составил при нагрузке 8 кПа — 19,3, а при 12,5 кПа — 28,2 кг/м².

Конструктивные недостатки 12-метровых плит 2Т шириной 3 м, выявившиеся в процессе исследования и внедрения, заключались в недостаточной трещиностойкости полок постоянной толщиной 6 см, особенно при пространственной работе, что потребовало значительного усиления армирования полок и поперечных опорных ребер при разработке плит серии 1.220. Боль-

шой вес плит (10 т) не позволяет использовать для их монтажа широко распространенные при строительстве гражданских зданий башенные краны грузоподъемностью 5...8 т. Невозможность опирания на ригели массовых мелкоячеистых каркасов требует специальных каркасов, одерживает более широкое внедрение большепролетных плит.

Для облегчения внедрения большепролетных плит разработали и испытали плиту 2Т серии 1.220 с подрезкой ребер на опорах для опирания на ригели серии ИИ-04 [2].

Для снижения веса плиту 2Т расчленили на две плиты Т весом 5 т. Их впервые внедрили при строительстве объектов в Кишиневе в составе рамного сейсмостойкого каркаса размером 6×12 м и в дальнейшем в составе каркаса серии 1.220 на Украине. При этом в качестве напрягаемой арматуры использовали высокопрочную проволоку Вр-2 и канаты К-7, что позволило сократить расход металла до 18,7 в плите под нагрузку 8 кПа и до 23,9 кг/м² при 12,5 кПа.

Для повышения трещиностойкости полок и снижения расхода стали следует делать втуловую полку при большом расстоянии между ребрами или уменьшать ширину плит, оставляя полку постоянной толщины. Первый способ использовали при разработке плит серии 1.042-1.2 в составе каркаса серии 1.020-1/83 [3]. При этом в состав каркаса вводили плиты Т весом 6 т, а опирание плит на ригели выполняли в подрезку высотой 30 см. Нагрузка на плиты 16 кПа позво-

ляет принять их в промзданиях, комбинируя с мелкоячеистыми перекрытиями из ребристых плит высотой 30 см.

Второй способ использовали при разработке легких плит 2Т шириной 1,5 м, высотой 45 см (рис. 2), опирающихся в подрезку высотой 22 см на ригели мелкоячеистого каркаса серии 1.020-1/83 и внедрили в Нижнем Новгороде [4, 5].

Испытания плит 2Т высотой 60 и 45 см по балочной схеме показали достаточную прочность, жесткость и трещиностойкость нормальных сечений, полку и подрезок [6].

Во всех плитах различных серий отсутствовали наклонные трещины в ребрах за сосредоточенными хомутами, что указывает на возможность проектирования плит 2Т без установки конструктивных хомутов. Расчеты показали, что благодаря сильному обжатю сечения напрягаемой арматурой в ребрах главные растягивающие напряжения меньше R_{bt} .

В плитах 2Т шириной 1,5 м (см. рис. 2), испытанных в составе фрагмента [4, 5] при действии полосовых нагрузок (рис. 3), продольные трещины образовывались незадолго до разрушения, а перед разрушением происходило выкалывание бетона вокруг закладных деталей (см. рис. 2).

При испытании фрагмента из плит 2Т шириной 1,5 м и Т шириной 0,75 м отмечено, что в совместную работу включаются только соседние плиты (см. рис. 2). Во фрагменте из плит шириной 3 м (см. рис. 1) в совместную работу активно включалась только полови-

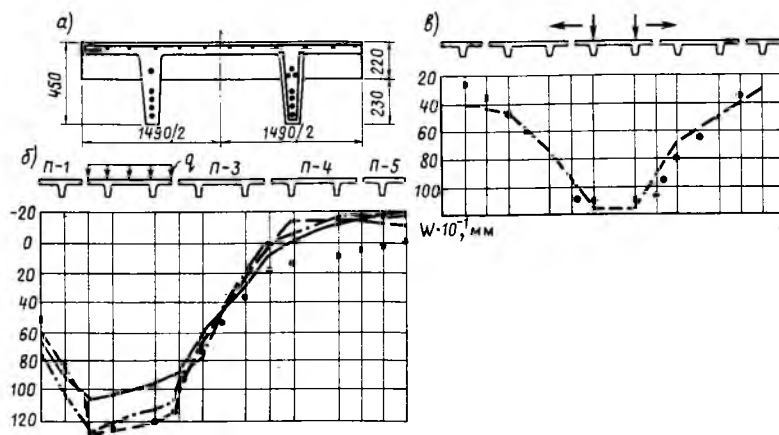


Рис. 2. Испытание перекрытия из легких плит 2Т пролетом 12 м

а — сечение плиты в пролете и на опоре; б — прогибы перекрытия при нагружении плиты П-2; в — линия влияния фрагмента с приваренными накладками при нагружении ребер плиты П-3 сосредоточенной нагрузкой; — — — теоретические прогибы фрагмента с приваренными накладками между плитами; - · - · - · - фрагмент с омоноличенными межплитными и торцевыми швами; — фрагмент с набетонкой толщиной 6 см из бетона класса В25; — теоретические прогибы фрагмента с приваренными накладками между плитами

А. В. ГРАНОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИСК)

Распределение усилий между элементами комбинированного стыка в крупнопанельном здании

Один из способов снижения теплопотерь через наружные бетонные стеновые панели в крупнопанельных зданиях и общественных зданиях, составляющих по данным ЦНИИЭП жилища до 40 % общих потерь тепла, заключается в применении трехслойных стеновых панелей на гибких связях с использованием в них высокоэффективных теплоизоляционных материалов.

В ЦНИИСКе исследовали прочность комбинированного стыкового соединения внутренних несущих железобетонных слоев трехслойных стеновых панелей и плит перекрытия, запроектированных в ЦНИИП реконструкции городов (рис. 1).

Образцы комбинированных стыков монтировали из двух элементов стеновых панелей и многпустотной плиты перекрытия. Фактические размеры опытных образцов стыка: верхняя стеновая панель — $100 \times 50 \times 14,5$ см, нижняя стеновая панель — $100 \times 70 \times 14,5$ см, плиты перекрытия — $100 \times 50 \times 22$ см. Фрагменты стен и плиты армиро-

Тип стыка	Номер стыка	$N_{тр}$, кН	$N_{раз}$, кН	$N_{тр}/N_{раз}$	Предел прочности стыка при сжатии, МПа	$R_{ст}/R_{пан}$
I	1	1250	1600	0,78	10,7	0,79
	2	1250	1500	0,83	10,0	0,74
	3	1000	1300	0,77	9,0	0,67
	4	1300	1600	0,82	10,7	0,79
	5	1000	1250	0,80	8,5	0,63
II	1	900	1100	0,82	7,3	0,55
	2	800	950	0,84	6,3	0,48
	3	800	1040	0,80	7,0	0,52
	4	750	970	0,81	6,2	0,46

вали по проекту. При этом верхнюю и подпорную части нижней панели армировали пространственным каркасом $\varnothing 8A-III$ с ячейкой $23,5 \times 23,5$ мм и с хомутами $\varnothing 4Bp-I$, а верхнюю контактную зону нижней панели толщиной 55 мм — плоским каркасом $\varnothing 8A-III$.

Опытные образцы стыков монтировали на растворе марки 100 с заполнением вертикального шва между бетонным гребнем (контактный участок) стеновой панели торцом плиты перекрытия раствором той же марки или герметиком. На рис. 2

показаны участки установки магнитоупругих датчиков.

Стыки испытывали по стандартной методике, разработанной в ЦНИИСКе. Деформации горизонтального растворного шва и бетона стеновых панелей и плит перекрытия измеряли с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм и тензодатчиков с базой $l=50$ мм. Для оценки характера распределения вертикальной нагрузки между контактной и платформенной зонами использовали магнитоупругие датчики, установленные в контактной и платформенной зонах верхнего горизонтального шва.

Результаты испытаний комбинированных стыков приведены в таблице. Прочность элементов стыка — плиты перекрытия и стеновых панелей определяли по результатам испытаний кубов и самих панелей. Призменная прочность бетона стеновых панелей составила 11,8, бетона плит перекрытия 12,6 МПа. Представляет интерес сравнение относительных показателей прочности комбинированного стыка при сжатии $R_{ст}/R_{пан}$ ($R_{ст}, R_{пан}=13,4$ МПа — предел прочности стыка и стеновой панели при сжатии). Для образцов стыков 1-го типа (вертикальный шов между опорным гребнем нижней стеновой панели и опорным торцом плиты перекрытия зачеканен раствором марки 100) эта величина составила 0,72. При незаполненном вертикальном шве (при наличии в нем герметика) это отношение равно 0,51, т. е. прочность комбинированного стыка на 30 % ниже, чем стык, у которого вертикальный шов зачеканивали раствором. Такое резкое уменьшение прочности стыка связано с неравномерным распределением нагрузки между контактной и платформенной зонами стыка и сокращением опорной площади. Обработка результатов показаний магнитоупругих датчиков показала, что вертикальная нагрузка, приходящаяся на контакт-

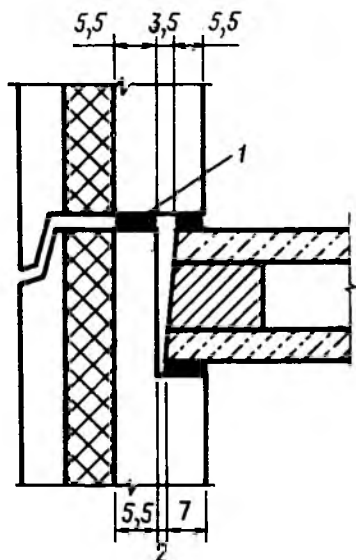


Рис. 1. Комбинированный горизонтальный стык трехслойных панелей
1 — раствор

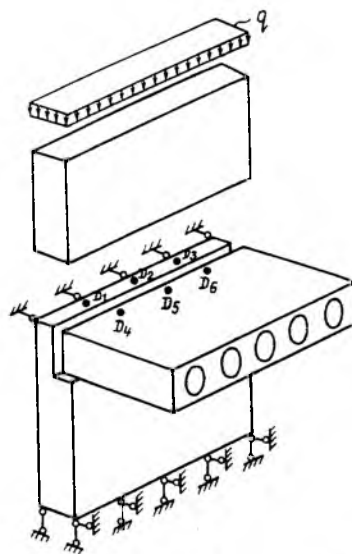


Рис. 2. Схема испытаний фрагмента стыка

ную зону комбинированного стыка (при нагрузке на стык 500...1200 кН), составила 55 % общей нагрузки на стык, на платформенную зону — 45 %.

По результатам расчета комбинированного стыка (см. рис. 1) с использованием методики, изложенной в ВСН 32—77, доля нагрузки, приходящейся на контактную и платформенную зоны стыкового соединения составляет 69,5 и 30,5 %. При этом, если в расчетной методике ВСН учесть эффект заделки вертикального шва между контактной и платформенными зонами вследствие увеличения платформенной площадки стыка, то доля нагрузки, приходящаяся на платформенную зону, повышается до 39 %.

Анализ результатов экспериментальных исследований прочности комбинированного стыка и сравнение их с данными нормативного расчета позволяет сделать вывод,

что при прочности раствора шва 10 МПа и тщательной заделке вертикального шва раствором той же марки вертикальная нагрузка, приходящаяся на комбинированный стык, распределяется более равномерно между контактной и комбинированной зонами стыка, чем при расчете по ВСН. При этом доля нагрузки на контактную площадку стыка оказалась в экспериментах на 20 % ниже, чем по данным ВСН. Это расхождение связано с тем, что существующие нормы не учитывают возможность заделки вертикального шва в комбинированном стыке раствором, а рассматривают только вариант заделки вертикального шва герметиком. Следует одновременно отметить, что, вероятно, эффект изгиба панели из ее плоскости в панельных зданиях может несколько увеличить нагрузку, приходящуюся на контактную зону. В настоящее время недостаточно экспериментальных дан-

ных, что затрудняет получение расчетных зависимостей*.

Таким образом, экспериментальные исследования прочности на сжатие комбинированных стыков с соотношением ширины контактной и платформенной зон $\approx 1:1$ показали, что отсутствие тщательной заделки вертикального шва в комбинированном стыке снижает несущую способность стыка более чем на 20 %. Одним из основных факторов, повышающих прочность комбинированного стыка при заделке вертикального шва, является более равномерное распределение нагрузки между контактной и платформенной зонами стыка. Следовательно, тщательная заделка (замоноличивание) стыка повысит надежность опорных зон стеновых панелей.

* Драгилев И. И. Усовершенствованная методика испытаний на сжатие фрагментов крупнопанельных стен // Межотраслевые вопросы строительства. М.: ЦИНИС. 1971.— № 7.— С. 17—24.

Заводское производство

УДК 691.322.621

В. И. СЕЛИВАНОВА, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т); Г. А. ЖАРЫЧЕВА, инж. (Ивановский ДСК)

Эффективность и надежность бетонов при повышенных расходах активированных крупных заполнителей

На Ивановском ДСК с целью экономии цемента внедрили предварительную механическую активацию заполнителя при повышенном расходе цемента до 1460 кг/м³ бетона, причем дозировали до 50 % щебня фракции 20...40 мм. Бетонную смесь готовили в смесителе принудительного действия, загружая весь щебень и 50 л воды. После перемешивания в течение 60...90 с загружали остальную воду, цемент и песок. Весь процесс приготовления бетонной смеси составлял 3,5...4 мин [1].

Предложенную технологию апробировали при производстве внут-

ренних стеновых панелей, формуемых по кассетной технологии, но из-за явного брака эксперименты прекратили. Основной объем исследований по предложенной технологии провели на плитах междуэтажных перекрытий в условиях конвейерной технологии. По истечении месячного срока выявлено, что в указанных изделиях увеличилась площадь околлов при распалубке, а в процессе их монтажа стали появляться трещины посередине пролета.

Ивановский ДСК и Ивановский инженерно-строительный институт провели исследования с целью вы-

явления причин появления трещин и эффективности предложенной технологии по сравнению с заводской. В результате установлено, что при наличии песка и щебня, соответствующих ГОСТам, производительность бетоносмесителей уменьшилась в два раза. При этом пришлось заменить бронеплиты в чаше смесителя и электродвигатель в его приводе из-за повышенного содержания щебня и угла собственного зацепления частиц бетонной смеси в процессе активации до 4 мин. Вследствие увеличения расхода щебня в составе бетонной смеси ввели в формование плит дополнительную операцию — нанесение раствора марки 200 на поверхность при заглаживании.

Визуальным осмотром частиц щебня после 4-минутного перемешивания бетонной смеси обнаружено до 10...12 % частиц с окатанными углами, а на отдельных частицах трещины и отслоения. При активации рН бетонной смеси уменьшился до 11,75 по сравнению

Состав бетона, кг/м ³						Ж, с О. К., см	Время уплот- нения плиты, с	Время переме- шивания, мин	R _{сж} после пропарива- ния, МПа	R _{изг.} МПа, после пропарива- ния	R _{пр.} МПа, после пропарива- ния	К _{разм}	R _{сж.} МПа, через 28 сут	R _{ос.} МПа	W, %
Г	Щ	П	Ц	Д, %	В										
1360	—	645	293	0,2	130	6	60	2	20,1	3,50	17,90	1,00	2,63	1,71	6,00
725	725	555	250	0	135	11	190	4	15,1	2,05	12,20	0,94	1,43	0,64	6,46
1465	—	554	262	—	125	1,5	70	2	14,1	—	9,15	0,95	1,12	0,73	7,25
725	725	550	250	—	130	1	220	4	12,8	—	6,52	0,92	0,97	0,62	7,91

Примечание. Над чертой — по заводской технологии; под чертой — по предложенной.

с 12,05 по заводской технологии, вероятно из-за появления следов активного кремнезема.

Кроме увеличения времени перемешивания бетонной смеси, возросла продолжительность формирования плит на конвейере с включением виброплощадки до 3,5...4 мин, что привело к расслоению щебня в нижнюю, рабочую зону и повысило хрупкость при распалубке и монтаже.

Кроме того, готовая железобетонная конструкция оказалась более тяжелой, так как уменьшился выход бетонной смеси и повысилась ее плотность до 2480...2500 кг/м³.

При проведении сопоставительного анализа затрат на 1 м³ бетона класса В15 получено удорожание на 0,92 р/м³ по летним дозировкам цемента.

По результатам производственных экспериментов, повторенных трижды, выявлено, что призмная прочность, прочность при скалывании, осевое растяжение, коэффициент размягчения по заводской технологии лучше, чем по предложенной [2].

Из таблицы видно, что по сравнимым технологиям можно получить одинаковую прочность при сжатии, но при активации щебня повышается плотность бетонной смеси до 2500 кг/м³, повышается нагрузка на фундаменты и стены, что необходимо согласовывать с проектировщиками. В результате снижения качества бетона уменьшается осевое растяжение и призмная прочность бетона, а также повышается водопоглощение бетона из-за трещин в активированном щебне.

В процессе испытания образцов-призм размером 10×10×40 см и кубов с ребром 10 см исследовали структуру и текстуру затвердевших бетонов, а также коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя по двум технологиям. Коэффициент раздвижки зерен очень мал, т. е. до половины высоты образцов наблюдается контактная структу-

ра, а в верхней части колеблется в пределах 1,17...1,3. При формировании лабораторных образцов из активированных бетонных смесей удобоукладываемость настолько затруднена, что приходилось вибрировать 70...90 с.

Повышение хрупкости бетона подтверждается трещинами в середине пролета, появляющимися в процессе монтажа плит. Еще большую опасность представляет предложенная технология для заводов ЖБК в Костроме, Иванове, Владимире при изготовлении свай, так как при контактной структуре свая с хорошей прочностью разрушается с первых ударов молота из-за отсутствия релаксации напряжений.

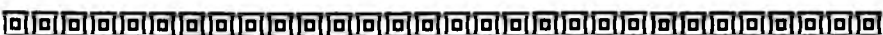
Экономическая эффективность проверенной активации щебня на

ДСК показала, что при экономии 45 т цемента на 765 р. удорожание составило 27 600 р. (при затратах 0,92 р/м³ бетона), без учета снижения производительности бетоносмесителя в два раза.

Предложенная технология активации щебня, по нашему мнению, не удовлетворяет ни критериям оптимизации состава, ни критериям эффективности и качества, так как ДСК работает на заполнителях соответствующих ГОСТ 8736 и ГОСТ 8267.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пахомов Ю. Ф. Основы комплексной технологии обогащения и приготовления бетонных смесей на неоднородных крупных заполнителях.— Фрунзе: КиргизНИИ, 1985.— 111 с.
2. Баженов Ю. М., Комар А. Г. Технология бетонных и железобетонных изделий.— М.: Стройиздат, 1984.— 672 с.



ТЕХНОЛОГИЯ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА ФАСАДНОЙ ОТДЕЛКИ ПАНЕЛЕЙ И МЕЛКИХ БЛОКОВ, ИСПОЛЗУЕМЫХ В МАЛОЭТАЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ВНИИжелезобетоном разработаны технические решения производства панелей стен на конвейерных, агрегатно-поточных и стендовых технологических линиях. В пределах одной технологической линии одновременно выпускаются панели с 2...4 видами фасадной отделки. Переход на другие способы отделки не требует существенной реконструкции линии. В зависимости от типа линии может применяться от 4 до 15 способов фасадной отделки, подразделяемых на три группы: отделка панелей, формуемых фасадной поверхностью вверх; формуемых фасадной поверхностью вниз; отделка готовых панелей после тепловой обработки.

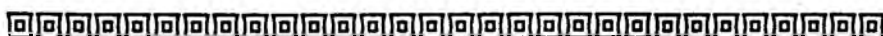
Особенно выразительна отделка декоративными бетонами с использованием белых и цветных цемента, естественных камневидных заполнителей и боя цветного стекла.

Из разработанных ВНИИжелезобетоном многокомпонентных замедлителей твердения на основе гидрола, декстрина, мелассы, буры и т. п. лучшим является универсальный замедлитель, обеспечивающий стабильное высокое качество при значительных отклонениях технологических режимов.

Разработаны различные клеящие составы и способы нанесения декоративной крошки: в электрическом поле, сжатым воздухом, механическим способом.

ВНИИжелезобетон на договорных условиях предлагает технологическую документацию и приспособления для отделки фасадных поверхностей в заводских условиях, новые методы отделки, составы замедлителей для облажения фактуры бетона, рабочие чертежи отделения дробления и грохочения декоративного щебня и БСУ для приготовления фактурных составов.

Заказы просим направлять по адресу:
111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон.
Тел. 176-29-98.



УДК 728.1.011.28:691.327.332

Г. Н. НУРМИЕВ, инж. (Инженерно-технический центр Росагропромстроя)

Жилые и общественные здания из сборного газозолобетона

Подрядным организациям Росагропромстроя до 1996 г. предстоит построить на селе жилых домов общей площадью 23,5 и зданий социального, культурного и бытового назначения — 11 млн м². Освоение такого объема ввода объектов возможно при условии резкого повышения уровня индустриализации строительства. Причем взят курс на выпуск изделий и конструкций из ячеистого бетона на основе местных сырьевых и золошлаковых отходов. Это дало возможность использовать доступные золошлаковые отходы промышленности и производить ячеистый бетон (газозолобетон) — эффективный по технико-экономическим показателям материал. Например, известно, что заводы ячеистобетонных блоков работают со средней рентабельностью 35 %, а кирпичные заводы — со средней убыточностью 3 %. Тем не менее, строительство жилья из ячеистого бетона в организациях Росагропромстроя до сих пор составляло лишь 1 % общего объема. Это объясняется тем, что отсутствует необходимое оборудование для подготовки сырья. Промышлен-

ность не выпускает достаточного количества автоклавов для ТВО отформованных изделий и т. п.

В настоящее время разработаны мероприятия, осуществление которых позволит в ближайшие годы довести строительство жилых домов из ячеистого бетона до 14 % общего объема.

Применение газозолобетона способствует не только улучшению внешнего вида возводимых объектов и повышению их качества, но и сбережению дефицитных строительных материалов, в том числе цемента. В 1991 г. Росагропромстрой использовал золы и золошлаковые отходы в объеме до 95 тыс. т.

Намеченными мероприятиями по внедрению эффективных технологий, строительных машин и механизмов, прогрессивных строительных конструкций на основе местных материалов и отходов промышленного производства предусмотрено повышение уровня индустриальности жилищного строительства до 74, объектов социального, культурного и бытового назначения до 30 %. Достижению этого может способствовать опыт

организаций, которые уже добились хороших результатов работы. Например, в объединении Иркутск-агропромстрой сборность объектов соцкультбыта, возводимых с применением газозолобетонных панелей, составляет более 70, жилья — 100 %. Важно, что в этом объединении из неавтоклавно ячеистого бетона строят не только жилье, но и объекты соцкультбыта (рис. 1...3).

Изготовлению строительных конструкций с золой-уносом ТЭС предшествовало проведение с 1982 г. Иркутским политехническим институтом совместно с другими организациями научно-исследовательских работ. Одновременно на Иркутском заводе ЖБИ для сельскихстроек начат выпуск крупных газозолобетонных панелей серии 135 для жилых и общественных сельских зданий, в 1983 г. создан Иркутский сельский строительный комбинат. В результате зола-унос стала на комбинате основным компонентом для производства наружных стеновых панелей из неавтоклавно газозолобетона. Ее применение обеспечивает получение экономического эффекта (в ценах 1991 г.) в сумме 21 р. на 1 м³ панелей из газозолобетона по сравнению с керамзитобетоном.

Производство изделий из нового материала по конвейерной, кассетной и агрегатно-поточной технологиям позволило использовать стандартные оборудование и металлоформы. Теперь газозолобетонные конструкции изготавливают по виброимпульсной технологии. При этом для уменьшения усадки и повышения трещиностойкости панелей служит жесткая смесь с $O. K. = 4...5$ см. В результате влажностная усадка снижается на 30 %, коэффициент трещиностойкости повышается с 0,1 до 0,5.

Для получения смесей повышенной жесткости смесители СМС-40

Рис. 1. Жилой дом



не пригодны, поэтому отработали режимы для бетоносмесителей принудительного действия СБ-93 и СБ-138А.

За последние пять лет построено более 500 двухквартирных домов, 12 детских садов, 15 школ, 4 клуба, 6 административно-бытовых зданий. При этом значительно сокращена продолжительность строительства объектов, снижены трудозатраты на стройплощадке.

Применение современных конструктивных решений на основе проведенных научных исследований позволило значительно повысить качество строительства, надежность конструкций, а также сейсмостойкость зданий, что особенно важно для Иркутской области, расположенной в сейсмически активной зоне.

Продолжаются работы по реконструкции комбината, с завершением которого его мощность по выпуску комплектов зданий соцкультбыта увеличится почти вдвое, а по общему выпуску сборного железобетона в 1,4 раза. Совершенствуются и развиваются производство газозолобетонных конструкций и строительство из них объектов. Так, в 1991 г. освоено

изготовление панелей на горизонтально-замкнутой конвейерной линии, что позволит увеличить выпуск панелей наружных стен с 10 до 15 тыс. м³ в год, а в перспективе с оснащением производства дополнительным комплексом форм-вагонеток и пуском второй щелевой камеры ТВО — до 23 тыс. м³ в год. Для механизации некоторых процессов завод ЖБИ совместно с ЦНИЭПсельстроем ведет работу по изготовлению и внедрению специальной машины. Ее окончание значительно повысит заводскую готовность изделий.

Внутренние стеновые панели и перегородки производят в основном в двух специализированных кассетах 7412 — в первой за один цикл получают комплект изделий для двухквартирного дома, в другой — за 9 циклов комплект изделий для школы. Материал этих панелей, как уже отмечалось, — золобетон класса В12,5 плотностью 1500 кг/м³. В бетонную смесь кроме золы и цемента для придания изделию жесткости добавляют 250...350 кг песка или отсева дробления щебня. Из золобетона изготавливают также панели цокольные и фризы.

Проекты крупнопанельных зданий серии 135 с панелями из газозолобетона разработаны Восточно-Сибирским отделением конструкторского бюро по железобетону и Иркутскагростройпроектом с учетом высокой сейсмичности районов строительства. Архитектурно-планировочные решения этой серии основаны на принципе применения единого планировочного модуля 6,3×3 м и дополнительного 3×3 м, а также максимального соответствия планировочных и конструктивных параметров. Для общественных 1-, 2-, 3-этажных зданий и жилых одноэтажных домов усадебного типа принят унифицированный размер наружных стеновых панелей 3×3,3 м, причем панель первого этажа жилых домов совмещена с парапетом. Для всех зданий существует единая номенклатура плит перекрытия с типоразмерами 6,3×1,5 и 3×1,5 м.

В 1982—1990 гг. Иркутским ССК освоены 11 проектов разных типов общественных зданий, разработаны новые проекты школ, в том числе с малой наполняемостью классов, зданий спальных корпусов для школ-интернатов, 2- и 5-этажных жилых домов, магазинов, домов быта, широкой номенклатуры зданий так называемого малого соцкультбыта. С окончанием этой работы, как предусмотрено, в 1993 г. все села, особенно те, что еще недавно относили к неперспективным, получат небольшие школы и объекты соцкультбыта.

В настоящее время утверждены технические условия для панелей из газозолобетона и золобетона. Проведенными в 1988—1989 гг. НИИЖБом испытаниями наружных стеновых панелей, изготовленных на Иркутском заводе ЖБИ, установлено хорошее совпадение с требованиями СНиПа.

В настоящее время Иркутскагропромстрой совместно с НИИЖБом и Иркутским политехническим институтом разработали технологию для конвейерного производства панелей из газозолобетона. Успешное завершение этой и других работ позволит уменьшить число сварных соединений панелей, повысить их надежность и сократить объем мокрых процессов на стройплощадке, что особенно важно в суровых климатических условиях Восточной Сибири.

На комбинате наряду с обеспечением высокой эффективностью планирования и управления строитель-

Рис. 2.
Детский сад ▶

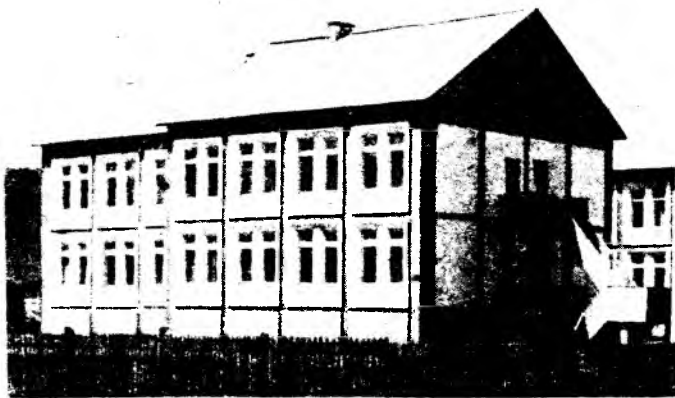
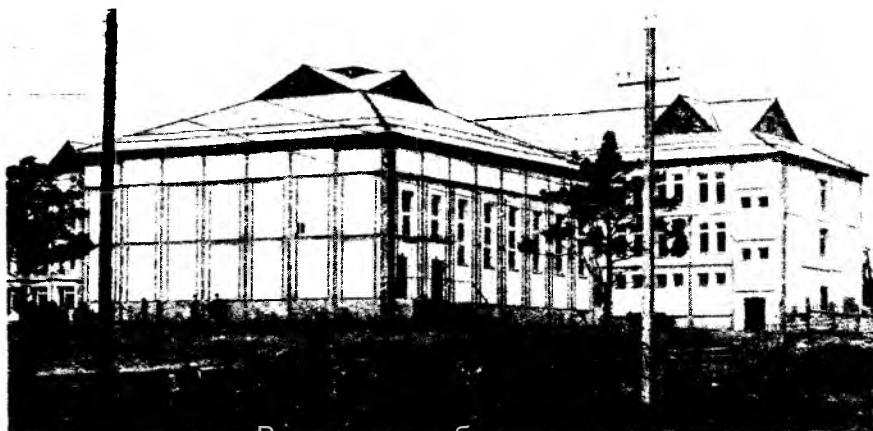


Рис. 3.
Школа ▼



удк 620.19.33

А. Б. ПИРАДОВ, д-р техн. наук, Л. О. ГВЕЛЕСИАНИ, К. А. ПИРАДОВ, кандидаты техн. наук (Грузинский технический ун-т)

Развитие трещин в бетонных и железобетонных элементах при циклическом нагружении

Для описания трещинообразования и развития трещин в настоящее время используют методы механики разрушения, которые применили для определения длины и ширины раскрытия усталостных трещин. Для экспериментов использовали плиты размером $20 \times 60 \times 5$ см, ослабленные центральным отверстием диаметром 5 см. Развитие трещин в них протекало устойчиво в направлении, перпендикулярном максимальным растягивающим напряжениям, а высота плиты обеспечивала отсутствие влияния трения в центральной части образца. Плиты изготовляли из бетонов на тяжелом (гравийный щебень) и легких (вулканический шлак месторождений Сагамо и Оками Грузии и керамзит Петербургского завода керамических изделий) заполнителях.

Плиты, ослабленные отверстием, загружали на машине ЦД-100Пу при различных σ_{max} и ρ . Длину и ширину раскрытия трещин определяли при помощи стереоскопического микроскопа МБС-2 с окулярным микрометром. Деформации фиксировали в трех сечениях призмы компараторами: по оси образца, в верхней четверти и в горизонтальном направлении у низа отверстия (рис. 1).

Образец вначале загружали до напряжения σ_{max} , при котором устанавливали параметры трещин и деформации образца, которые считали начальными. После осуществления некоторого числа циклов нагружения машину останавливали и находили деформации при отсутствии внешней нагрузки. Затем образец загружали кратковременной нагрузкой до σ_{max} , фиксировали параметры трещины и деформации и так далее до стабилизации параметров трещин или до разрушения образца. Частота колебаний составляла 500 циклов/мин. Стабилизация параметров трещин происходила после 200...500 тыс. циклов нагружения.

Приращение длины трещины Δl

в процессе действия циклической нагрузки определяли по формуле [1]

$$\frac{\Delta l}{\Delta N} = -\beta \left(\frac{k_{I \max}^2 - k_{I \min}^2}{k_{Ic}^2} + \ln \frac{k_{Ic}^2 - k_{I \max}^2}{k_{Ic}^2 - k_{I \min}^2} \right), \quad (1)$$

где ΔN — число циклов нагружения, при котором длина трещины в образце изменяется на Δl ; k_{Ic} — критический коэффициент интенсивности напряжений.

$k_{I \max}$ и $k_{I \min}$ вычисляли при текущих значениях нагрузки и длины трещины для плиты с отверстием по зависимости [2]

$$P = k_I \frac{1}{\sqrt{2\pi R}} \times \sqrt{\frac{2(1+\delta)}{1-(1+\delta)^{-4}}} \times \frac{[1+(1+\delta)^2]^2}{2(1+\delta)}, \quad (2)$$

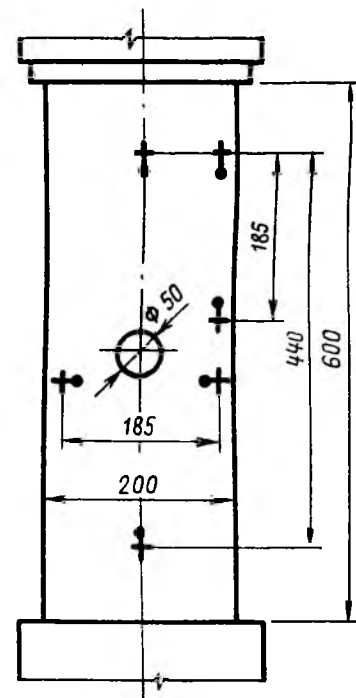


Рис. 1. Образец с местами расположения шпиклов для замера деформаций компаратором

ным производством большое внимание уделяют совершенствованию технологии выполнения строительно-монтажных работ, самих конструкций и внедрению передовых методов производства. Так, технология отделочных работ основана на использовании штукатурных и малярных станций, комплектов механизированного инструмента, применении других средств малой механизации. Внедрены механическая срезка свай, контейнеризация и пакетирование всех строительных грузов. К новым конструктивным решениям относятся также безбалочные свайные ростверки и оголовки свай.

Весьма важное направление работы предстоит освоить создаваемым в настоящее время при Иркутском ССК поисково-исследовательской группе и экспериментальному участку, которые будут заниматься отбором технических новшеств, обработкой документации применительно к производственным условиям, внедрять новую технику.

На перспективу намечены работы по повышению заводской готовности изделий, совершенствованию технологии производства газозолотобетона. Предусмотрено создание участков контрольного ремонта металлоформ и оснастки, малой механизации отделочных и других трудоемких строительно-монтажных работ.

С целью повышения надежности возводимых зданий Иркутск-агропромстроем намечено повысить уровень проектно-изыскательских работ, оснастить Иркутск-агростройпроект необходимыми машинами и приборами, провести научно-исследовательские и проектные работы по повышению сейсмостойкости зданий и устройству фундаментов на высокотемпературных вечномерзлых грунтах.

N · 10 ³	Опытные значения приращения длин трещин, мм		Приращения длины трещин по формулам (6) и (14), мм	Приращения длин трещин по формулам (7) и (15), мм
	верхней	нижней		
5	9,00/2,50	0,00/5,00	8,70/6,22	2,11/2,37
	3,00/1,50	4,00/7,00	6,48/6,23	1,95/2,70
15	14,00/12,00	4,00/6,00	12,42/9,55	5,60/6,30
	6,00/2,00	6,50/10,00	9,54/9,63	5,18/7,44
50	17,00/15,00	6,00/14,00	16,21/13,01	12,79/14,37
	10,00/8,00	10,00/13,00	12,67/13,19	11,82/16,38
100	17,00/15,50	9,00/15,0	17,79/14,48	16,45/18,49
	12,00/16,00	15,00/13,50	14,00/14,69	15,20/21,84
200	18,00/15,50	11,00/19,50	18,85/15,46	17,80/20,00
	13,00/18,50	17,00/17,00	14,88/15,69	16,45/23,63
500	18,00/15,50	11,00/19,50	19,62/16,17	17,92/20,14
	13,00/18,50	17,00/17,00	15,52/16,43	16,56/23,79

Примечания: 1. Над чертой — бетонные образцы, под чертой — железобетонные. 2. Перед чертой в обоих случаях тяжелый заполнитель; после черты для бетонных образцов — керамзит, для железобетонных — вулканический шлак месторождения Оками.

где $\delta = l_{crc}/R$; l_{crc} — длина трещины; R — радиус отверстия; P — действующее по торцам плиты напряжение.

При неизменных значениях σ_{max} и σ_{min} k_{1max} устанавливали по σ_{max} , а k_{1min} — по σ_{min} . Если считать, что за один цикл загрузки длина трещины оставалась неизменной, то

$$\frac{k_{1min}}{k_{1max}} = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \rho. \quad (3)$$

k_{1max} изменялась с ростом длины трещины, что легко определить из выражения (2) при подстановке нескольких l_{crc} и постоянных P и R . На рис. 2 возрастающей ветви графика соответствует неустойчивый рост трещины. Кривую 2 можно аппроксимировать выражением

$$\frac{k_{1max}}{k_{1c}} = \frac{0,006}{\Delta l + l_0}, \quad (4)$$

где l_0 — длина трещины по формуле (2) при $P = \sigma_{max}$; 0,006 — начальная устойчивая длина трещины.

С учетом источника [3]

$$\beta = \frac{A_c \pi k_{1c}}{R_b^2}, \quad (5)$$

где A_c — коэффициент, обратно пропорциональный числу циклов нагружения:

$$A_c = \frac{785 \sigma_{max}}{R_b (\Delta N + 50\,000)};$$

785 — численный коэффициент.

После подстановки выражений (3)...(5) в зависимость (1), получим трансцендентное уравнение для нахождения длины трещины, развивающейся при действии циклической нагрузки

$$\begin{aligned} \Delta l (l_0 + \Delta l)^2 = & \\ = - \frac{785 \sigma_{max} \pi k_{1c}^2 \Delta N}{R_b R_b (\Delta N + 50\,000)} \times & \\ \times \left[3,6 \cdot 10^{-5} (1 - \rho^2) + \right. & \\ \left. + (l_0 + \Delta l)^2 \times \right. & \\ \left. \times \ln \frac{(l_0 + \Delta l)^2 - 3,6 \cdot 10^{-5}}{(l_0 + \Delta l)^2 - \rho^2 \cdot 3,6 \cdot 10^{-5}} \right]. & \quad (6) \end{aligned}$$

Решение уравнения (6) относительно Δl возможно численными методами на ЭВМ. В качестве примера в табл. 1 приведены опытные и рассчитанные по формуле (6) приращения длин трещин.

Для оценки приращения длины усталостной трещины и решения практических задач предложили феноменологический подход. Приращение длины трещины при действии циклической нагрузки представили зависимостью

$$\Delta l(N) = \Delta l(\infty) (1 - e^{-\alpha N}), \quad (7)$$

где $\Delta l(\infty)$ — конечное приращение длины усталостной трещины; α — численный коэффициент, характеризующий скорость роста трещины: $\alpha = 5\rho \cdot 10^{-5}$.

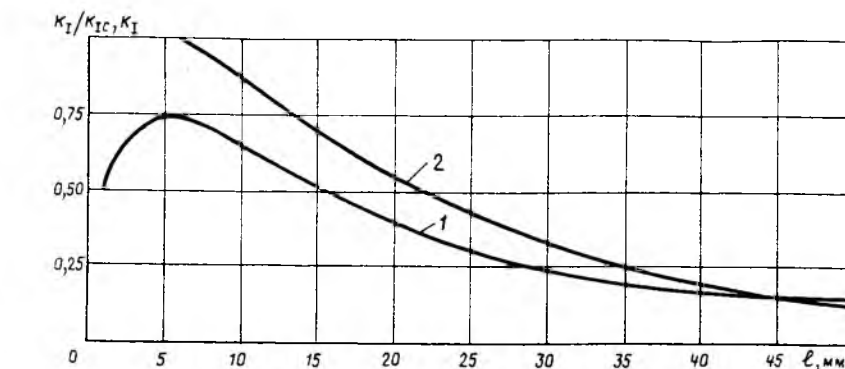


Рис. 2. Изменение k_1 в зависимости от длины трещины
1 — k_I ; 2 — k_{1max}/k_{1c}

Для определения $\Delta l(\infty)$ на основании экспериментальных данных выполнили трехфакторный корреляционный анализ $\Delta l(\infty)/l_0$, в котором в качестве факторов влияния приняли σ_{max}/R_b , ρ и k_{1c} . Для конечного относительного приращения длины усталостной трещины получено уравнение регрессии

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l(\infty)}{l_0} = 1,1 + 0,64 \frac{\sigma_{max}}{R_b} - & \\ - 0,36\rho - 0,12k_{1c}. & \quad (8) \end{aligned}$$

Вычисленные по формуле (7) значения приращений длин трещин приведены в табл. 1.

Изменение ширины раскрытия усталостных трещин можно определить по аналогии со случаем длительно действующей нагрузки

$$\begin{aligned} a_{crc}(N) = & \\ = [1 + E_b(N_0) D(N)] a_{crc}^0, & \quad (9) \end{aligned}$$

где $E_b(N_0)$ — начальный модуль упругости бетона; $D(N)$ — мера виброползучести бетона, равная деформации виброползучести, отнесенной к максимальному действующему напряжению; a_{crc}^0 — начальная ширина раскрытия трещины при σ_{max} .

Примем

$$D(N) = D(\infty) (1 - e^{-\theta N}), \quad (10)$$

где θ — численный коэффициент, характеризующий скорость нарастания деформаций виброползучести: $\theta = 5\rho \cdot 10^{-5}$; $D(\infty)$ — конечная величина меры виброползучести:

$$D(\infty) = \frac{1}{\rho} (\frac{56}{R_b} - 0,63) \cdot 10^{-5}.$$

Начальную ширину раскрытия трещины в плите с отверстием определили из выражения [5]

$$a_{crc}^0 = \frac{\sigma_{max}}{\pi E_b} \int_{-l}^l \left(3 \frac{R^3}{\xi^4} - \frac{R^2}{\xi^2} \right) \times \quad (11)$$

$\times \Gamma(l, x, \xi) d\xi,$

где

$$\begin{aligned} \Gamma(l, x, \xi) = & \\ = \ln \frac{l^2 - x\xi - \sqrt{(l^2 - x^2)(l^2 - \xi^2)}}{l^2 - x\xi + \sqrt{(l^2 - x^2)(l^2 - \xi^2)}}, & \end{aligned}$$

$l = l_{crc} + R$; x — координата точки, в которой находили раскрытие трещины; ξ — текущая координата: $-l \leq \xi \leq -R$; $R \leq \xi < l$.

В качестве примера в табл. 2 приведено сопоставление рассчитанных по выражению (9) значений $a_{crc}(N)$ с полученными из опыта для образцов на заполнителях

месторождения Сагамо и керамзите.

Влияние армирования на развитие усталостных трещин изучали на плитах, ослабленных отверстием, армированных одним стержнем в каждой из растянутых зон по обе стороны отверстия. В качестве арматуры использовали проволоку $\varnothing 5$ Вр-1. Для определения напряжений в ней во время испытаний на действие кратковременной нагрузки к арматуре в зоне действия максимальных растягивающих напряжений приклеивали датчики сопротивления с базой 20 мм, изолированные эпоксидной мастикой.

В результате испытания на действие циклической нагрузки армированных образцов установлено, что развитие длины и ширины трещины носит затухающий характер, причем стабилизация параметров трещин наступает, как и в случае бетонных образцов, после 200...500 тыс. циклов загрузки. При испытании бетонных образцов на кратковременное действие нагрузки K_{Ic} , определяемая по формуле (2) по соответствующим значениям l_{cr} и P , с ростом нагрузки и длины трещины практически не меняется. Критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона K_{Ic}^r , установленный по зависимости (2) по величине фактически зафиксированной при соответствующем напряжении трещине и носящий условный характер ввиду развития трещины в стесненных условиях, возрастает по мере увеличения внешней нагрузки. Это связано, по-видимому, с тем, что сдерживающее влияние арматуры на развитие трещин становится все значительнее. Иначе говоря, K_{Ic}^r увеличивается с ростом напряжений в арматуре. На основании

экспериментальных данных было получено уравнение, характеризующее превышение K_{Ic}^r над K_{Ic} по мере увеличения напряжений в арматуре

$$\frac{K_{Ic}^r}{K_{Ic}} = 0,46lg\sigma_s + 0,32, \quad (12)$$

где σ_s — напряжения в стали.

Деформация виброползучести в железобетонных элементах меньше по сравнению с соответствующими бетонными образцами

$$D^r(N) = \eta_s D(N), \quad (13)$$

где $D^r(N)$ — мера виброползучести железобетона; $\eta_s = 1 - 0,7 \sqrt[3]{\mu}$ [6]; n — коэффициент приведения; μ — коэффициент армирования.

После преобразования

$$\begin{aligned} \Delta l(l_0 + \Delta l)^2 = & - \frac{A_c^r k_{Ic}^2 (0,46 lg \sigma_s + 0,32)^2 \Delta N}{R_{bt}^2} \times \\ & \times [3,6 \cdot 10^{-5} (1 - \rho^2) + (l_0 + \Delta l)^2 \times \\ & \times \ln \frac{(l_0 + \Delta l)^2 - 3,6 \cdot 10^{-5}}{(l_0 + \Delta l)^2 - \rho^2 \cdot 3,6 \cdot 10^{-5}}]; \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \Delta l = l_0 (1,06 + 0,64 \frac{\sigma_{max}}{R_b} - \\ - 0,36\rho - 0,055 k_{Ic} lg \sigma_s) \times \\ \times (1 - e^{-5 \cdot 10^{-5} \rho \Delta N}), \end{aligned} \quad (15)$$

$$\text{где } A_c^2 = \frac{400 \sigma_{max}}{R_b (\Delta N + 50\,000)},$$

что примерно в два раза меньше A_c . При этом влияние A_c^r на Δl более значительно, чем K_{Ic}^r . В табл. 1 в качестве примера приведены опытные и рассчитанные по зависимостям (14), (15) приращения длин трещин для армированных образцов.

Таблица 2

N · 10 ³	Опытная ширина трещины, мм		Ширина трещины по формулам (9) и (16), мм
	верхней	нижней	
5	0,052/0,060	0,037/0,075	0,041/0,075
	0,015/0,037	0,015/0,045	0,016/0,046
15	0,060/0,060	0,037/0,075	0,047/0,078
	0,015/0,045	0,015/0,052	0,018/0,049
50	0,060/0,067	0,045/0,075	0,062/0,084
	0,015/0,052	0,022/0,052	0,022/0,054
100	0,067/0,075	0,045/0,082	0,071/0,090
	0,022/0,052	0,022/0,060	0,024/0,058
200	0,082/0,075	0,052/0,090	0,075/0,097
	0,022/0,052	0,030/0,060	0,025/0,061
500	0,082/0,075	0,060/0,090	0,076/0,107
	0,022/0,052	0,0301/0,067	0,025/0,062

Примечания: 1. Над чертой — бетонные образцы, после черты — железобетонные. 2. Перед чертой для бетонных образцов — вулканический шлак месторождения Сагамо, для железобетонных — тяжелый заполнитель, после черты в обоих случаях — керамзит.

Ширину раскрытия усталостной трещины в железобетонном элементе получили, приняв в формуле (9) уменьшенную с помощью коэффициента η_s меру виброползучести

$$a_{cr}^r(N) = [1 + E_b(N_0) \times (1 - 0,7 \sqrt[3]{\mu}) D(N)] a_{cr}^{or}, \quad (16)$$

где a_{cr}^{or} — начальная ширина раскрытия трещины в армированном элементе при напряжении σ_{max} .

В источнике [7] получена формула для установления закрытия трещины a_{cr}^s под действием приложенных к ее берегам двух сосредоточенных сил

$$a_{cr}^s = \frac{2}{\pi E_b} \Gamma(l, x, \xi) P_i, \quad (17)$$

где P_i — сила, отнесенная к толщине элемента.

Совместив линию действия P_i с центром тяжести растянутой арматуры и приняв за P_i действующее в арматуре усилие, отнесенное к толщине образца, по выражению (17), можно определить закрытие трещины. Однако это выражение разработано для однородного материала, поэтому при расчете железобетонных элементов его можно применять только при наличии сцепления по всей длине арматуры. Влияние нарушения сцепления на закрытие трещины учитывали коэффициентами $k = \frac{d}{0,9d + 0,35}$

и $k_s = \frac{R_s - \sigma_s}{R_s}$. Тогда

$$a_{cr}^{or} = a_{cr}^0 - k k_s a_{cr}^s. \quad (18)$$

Сопоставление опытных и теоретических значений $a_{cr}^r(N)$ для армированных образцов приведено в табл. 2.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Черепанов Г. П. Механика хрупкого разрушения. — М.: Наука, 1974. — 640 с.
- Каминский А. А. Хрупкое разрушение вблизи отверстий. — Киев: Наукова думка, 1982. — 158 с.
- Каменский А. А., Галатенко Г. В. Исследование роста усталостных трещин в материалах с упрочнением // Прикладная механика. — 1984. — Т. 20. — № 4. — С. 54—60.
- Зайцев Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. — М.: Стройиздат, 1982. — 196 с.
- Пирадов А. Б., Габуня Г. Ш., Жакели Л. А. Расчет армирования зон бетонных сооружений, ослабленных отверстием // Бетон и железобетон. — 1989. — № 1. — С. 31—32.
- Пирадов А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1973. — 136 с.
- Панасюк В. В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. — Киев: Наукова думка, 1968. — 246 с.

Трещиностойкость и прочность концевых участков преднапряженных элементов с канатной арматурой

Передача напряжений на бетон является важным этапом в работе преднапряженных конструкций, при этом концевые участки элементов испытывают сосредоточенные, часто ударные воздействия, приводящие к появлению трещин раскалывания и нарушению контакта между арматурой и бетоном. Косвенное армирование концевых участков и выбор оптимальной передаточной прочности бетона позволяют исключить образование продольных трещин раскалывания.

Однако в СНиП 2.03.01—84 нет конкретных указаний по назначению площади поперечного сечения косвенной арматуры, а лишь оговорено, что данную арматуру следует размещать конструктивно на участке $0,6 l_p$. Анализом косвенного армирования типовых преднапряженных конструкций с канатной арматурой выявлено несоответствие между нормативными и фактическими значениями длины размещения арматуры и площади ее поперечного сечения.

Между тем, при обследовании типовых конструкций на предприятиях ЖБИ в процессе изготовления, а также на складах готовой продукции в некоторых изделиях обнаружили продольные трещины раскалывания, даже если отклонения конструктивных и технологических параметров при выпуске конструкций не превышали установленных допусков. Поэтому очевидна необходимость расчета при определении момента образования трещин раскалывания и назначении площади косвенной арматуры, что позволит повысить надежность и качество преднапряженных конструкций уже на стадии проектирования и обеспечит экономию арматуры.

В связи с этим в последнее время появились предложения по расчету трещиностойкости концевых участков и площади поперечного сечения косвенной арматуры [1]. Однако при этом изучали конструкции, в основном, со стерж-

невой арматурой. Исследования работы концевых участков конструкций, армированных канатной арматурой, проводились в значительно меньшей степени. Поэтому и косвенное армирование элементов с канатной арматурой принимают по аналогии с конструкциями со стержневой арматурой.

В НИИЖБе осуществили экспериментально-теоретические исследования с целью разработки методики расчета трещиностойкости и площади поперечного сечения косвенной арматуры концевых участков конструкций, армированных канатами. Для этого испытывали на передачу усилия обжатия и действие внешней нагрузки шесть серий опытных образцов прямоугольного и таврового поперечного сечения. В каждой серии варьировали передаточную прочность бетона R_{bp} (12...30 МПа), преднапряжение σ_{sp} (0...1260 МПа), число канатов ($n=1...2$) и форму поперечного сечения, влияющих на трещиностойкость концевых участков. Опытные образцы каждой серии также отличались процентом косвенного армирования $\mu_{sk}=0,31...0,77\%$. В ходе экспериментов передавали напряжения на бетон, исследовали при длительном хранении образцов и испытывали на изгиб.

Установлено, что трещиностойкость концевых участков в основ-

ном зависит от толщины защитного слоя a_l и передаточной прочности R_{bp} бетона, диаметра каната d и уровня преднапряжения σ_{sp} , а расчетное условие трещиностойкости

$$\sigma_{sp} \leq \sigma_{crc}, \quad (1)$$

где σ_{sp} — преднапряжение в арматуре с учетом суммы потерь $\sigma_1... \sigma_5$; σ_{crc} — преднапряжение, соответствующее моменту образования продольных трещин: $\sigma_{crc} = B \sqrt{a_l}$ (рис. 1).

Что касается влияния процента косвенного армирования, то по данным экспериментов принята линейная зависимость $\sigma_{crc} = c\mu + D$ (см. рис. 1). Влияние диаметра напрягаемой арматуры d учтено согласно данным источника [2]. На основании анализа результатов исследований получены зависимости по определению напряжения в арматуре σ_{crc} , при котором возможно образование продольных трещин. При этом для конструкций без косвенного армирования напряжение трещинообразования

$$\sigma_{crc}^0 = 20,6 \sqrt{a_l R_{bp}} \times \left(1 + \frac{6,33}{d} \right), \quad (2)$$

а для конструкций с косвенным армированием

$$\sigma_{crc} = 25 \sqrt{a_l R_{bp}} \times \left(1 + \frac{12,7 \mu_{sk}}{d} \right), \quad (3)$$

где σ_{crc} (σ_{crc}^0) — напряжение в канатной арматуре, при котором образуются продольные трещины в конструкциях

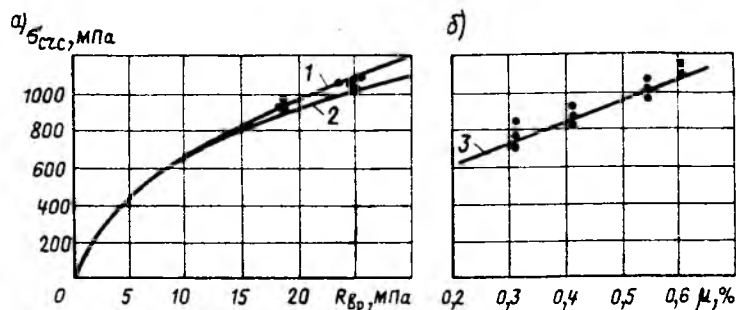


Рис. 1. Зависимость напряжений трещинообразования концевых участков от передаточной прочности бетона R_{bp} и толщины защитного слоя a_l (а) и процента косвенного армирования μ_{sk} (б)
1 — $\sigma_{crc} = A \sqrt{a_l R_{bp}}$; 2 — $\sigma_{crc} = B \sqrt{a_l}$; 3 — $\sigma_{crc} = c\mu + D$.

с косвенным армированием и без него:
 μ_{sk} — процент косвенного армирования:

$$\mu_{sk} = \frac{A_{sk}}{Bl_k} \geq 0,4;$$

A_{sk} — площадь поперечного сечения косвенной арматуры, мм²; l_k — длина размещения косвенной арматуры, мм; B — ширина поперечного сечения железобетонного элемента, мм.

На рис. 2 представлено сопоставление расчетных и фактических напряжений продольного трещинообразования σ_{crc} , которое показывает, что фактические величины σ_{crc}^{obs} удовлетворительно совпадают с расчетными значениями σ_{crc}^{cal} .

Поскольку расчетные величины σ_{crc}^{cal} представляют собой средние значения, то в некоторых случаях при выполнении условия (1) могут образовываться продольные трещины. Для конструкций, эксплуатируемых, например, в условиях агрессивной среды, такое положение недопустимо вследствие того, что появление трещин даже незначительного раскрытия приводит к интенсивному коррозионному разрушению арматуры. Поэтому в таких случаях необходимо назначать преднапряжение σ_{sp} по выражению (1) с запасом из условия обеспечения появления трещин не более, чем в 5% рассматриваемых случаев, т. е. с доверительной вероятностью 0,95. Анализ средних величин σ_{crc} и степени их статистической изменчивости показал, что среднеквадратическое отклонение $S=213$, а σ_{crc} с обеспеченностью 0,95

$$\sigma_{crc} - 1,64S = \sigma_{crc} - 350. \quad (4)$$

Таким образом, расчетное условие трещиностойкости

$$\sigma_{sp} \leq \sigma_{crc} - 350. \quad (5)$$

В результате экспериментов также установлено, что с целью предотвращения нарушения сцепления арматуры с бетоном и ограничения образования трещин раскальвания необходимо площадь поперечного сечения косвенной арматуры A_{sk} принимать дифференцированно в зависимости от d , σ_{sp} и R_{bp}

$$A_{sk} = 0,35 \cdot 10^3 \frac{\varphi_n n}{E_{sk} E_{bp}} \left(\frac{N_{sp}}{d} \right)^2, \quad (6)$$

где φ_n — коэффициент, учитывающий число напрягаемых канатов в горизонтальной плоскости при групповом расположении [1]; E_{sk} , E_{bp} — модули упругости косвенной арматуры и бетона; N_{sp} — усилие в преднапряженном канате.

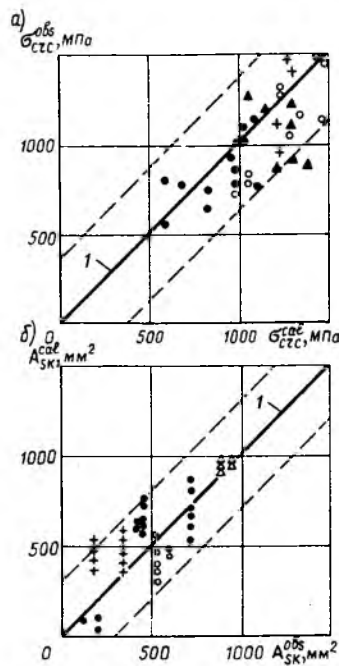


Рис. 2. Сопоставление расчетных и фактических значений напряжений трещинообразования конечных участков (а) и площади поперечного сечения косвенной арматуры (б)
 ● — по данным авторов; ○ — [2]; + — [3]; △ — [4]; 1 — расчетные значения; — — — границы доверительного интервала

На рис. 2 представлено сопоставление фактической площади поперечного сечения A_{sk}^{obs} с расчетными значениями A_{sk}^{cal} , полученными по формуле (4). Отклонение составляет 12...20%, причем ни в одном из рассмотренных случаев продольные трещины не образовались.

Как показали эксперименты, превышение площади A_{sk} сверх расчетной по формуле (6) не влияло на длину зоны l_p , а уменьшение площади A_{sk} приводило к увеличению длины зоны l_p на 7...20% и образованию трещин раскальвания.

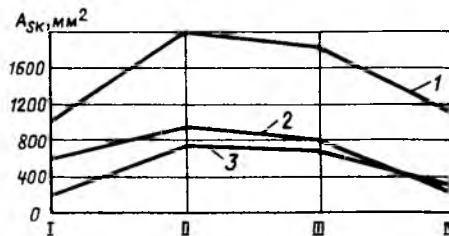


Рис. 3. Соотношение расчетной и фактической площади косвенного армирования A_{sk} в типовых сериях

1 — фактическая площадь; 2 — A_{sk} — по СНиП 2.03.01—84; 3 — расчетная площадь A_{sk} по формуле (4); I — 62—БВ—825 (коробчатые настилы 3×18 м); II — ПК—01—129/78 (фермы сегментные 18 и 24 м); III—1.462.1—3/80 (решетчатые балки 18 м); IV — 1.465.1—3/80 (ребристые плиты 3×12 м)

Таким образом, для исключения возможности возникновения продольных трещин при передаче усилий обжатия в конструкциях с канатной арматурой следует производить расчет трещиностойкости и площади поперечного сечения косвенной арматуры по формулам (1)...(6). Исследованиями установлено, что длина размещения косвенной арматуры $l_k = 0,6l_p$ достаточна для исключения возможности образования продольных трещин, но при условии, что длину l_p определяют в соответствии с требованиями СНиПа, а площадь A_{sk} — по формуле (4).

Показателем надежности анкеровки напрягаемой арматуры может служить втягивание канатов в бетон g_0 в процессе передачи усилий обжатия. В таблице представлены предельно допустимые величины втягивания каната $\varnothing 15K-7$ при различных значениях R_{bp} и σ_{sp} . При этом предельно допустимой величиной считали втягивание в момент, предшествующий образованию продольных трещин, поскольку при их появлении анкеровка арматуры неизбежно нарушается.

При использовании формул (1)...(6) для анализа выполнения косвенного армирования в типовых преднапряженных конструкциях можно получить данные, позволяющие вести более надежное их проектирование с предупреждением образования продольных трещин, а в некоторых случаях снизить расход арматурной стали благодаря рациональному размещению стержней косвенного армирования на длине l_k и учету влияния поперечной арматуры и анкеров закладных деталей на трещиностойкость конечных участков (рис. 3).

После испытания опытных образцов на действие внешней нагрузки сопоставили расчетные и фактические разрушающие моменты при нахождении прочности наклонных сечений. При этом установлено, что фактические значения разрушающих моментов в большинстве случаев на 20...40% превосходят расчетные. При определении расчетного момента с учетом фактической длины заделки каната за наклонной трещиной l_x расхождения сокращаются до 8...10%.

В результате испытаний опытных образцов на действие внешней нагрузки изучено влияние

R_{sp} МПа	Допускаемые величины вытягивания канатной арматуры $\varnothing 15K-7$, мм, при σ_{sp} , МПа							
	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
15,5	1,00	1,30	1,70	2,10	2,35	—	—	—
19,0	0,90	1,15	1,70	1,85	2,25	2,40	2,50	—
23,0	0,80	1,05	1,35	1,65	2,00	2,35	2,45	2,55
26,0	0,75	1,00	1,25	1,55	1,85	2,20	2,30	2,40
30,5	0,70	0,90	1,15	1,40	1,70	2,10	2,15	2,25

продольных трещин на прочность и трещиностойкость преднапряженных конструкций. В образцах без косвенной арматуры наличие продольных трещин во всех случаях снижает несущую способность на 10...30%. В образцах с косвенным армированием не отмечено влияния продольных трещин ограниченного раскрытия на прочность наклонных сечений.

Выводы

В результате проведенных исследова-

ний разработана методика по расчету трещиностойкости и площади поперечного сечения косвенной арматуры концевых участков преднапряженных конструкций, армированных канатной арматурой.

Ее использование позволяет исключить образование продольных трещин уже на стадии проектирования, а в отдельных случаях дает возможность снизить расход стали на косвенную арматуру.

УДК 624.072.2:539.4

К. Г. АШКИНАДЗЕ, канд. техн. наук (ЦНИИПИ монолит)

Практический метод расчета прочности железобетонных стен и балок по наклонным сечениям

Разрушение железобетонных элементов по наклонным сечениям представляет собой сложное явление, и на характер его влияют разнообразные конструктивные факторы. Поэтому, несмотря на многочисленные исследования, удовлетворительной методики расчета по прочности пока не разработано. Способ расчета, zaloженный на действующих нормах, основан на зависимостях, построенных по результатам испытаний балок [1]. Эмпирический характер этой методики затрудняет ее применение к другим конструкциям. Так, исследования [2] показали, что для стеновых элементов, подвергнутых действию внецентренного сжатия и среза, методика СНиП 2.03.01—84 дает завышение несущей способности по сравнению с опытом в среднем на 40%.

С конца 60-х годов ведутся работы по созданию физически обоснованной методики расчета железобетонных элементов на поперечную силу [3, 4], которые, однако, пока далеки от завершения. Предлагаемый метод расчета нельзя назвать физическим в полном смысле этого слова, поскольку он оперирует с некоторой идеализированной формой эпюр напряже-

ний в сжатой зоне и использует феноменологический критерий прочности бетона. В то же время он отражает структуру сопротивления срезу железобетонных элементов, а использование идеализации позволяет сделать расчетные зависимости простыми, пригодными для практики.

Рассмотрим железобетонную балку прямоугольного сечения без поперечной арматуры (рис. 1). После образования наклонных трещин балка превращается в бетонную арку, затянутую продольной арматурой. Ригель этой арки подвергается совместному действию сжатия и среза. Допустим, что в момент разрушения бетон ригеля переходит в пластическое состояние, подобно тому, как это предполагается при расчете нормальных сечений. Это позволяет считать, что эпюры нормальных и касательных напряжений в зоне над наклонной трещиной имеют прямоугольную форму с ординатами σ и τ (см. рис. 1). При этом σ и τ определяют из уравнений равновесия

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{b x z}; \\ \tau &= \frac{Q}{b x}, \end{aligned} \right\} (1)$$

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию косвенного армирования концевых участков преднапряженных конструкций со стержневой напрягаемой арматурой.— М.: НИИЖБ, 1989.— 63 с.
2. Гумениук В. С. Анкерующие свойства трехрядных арматурных канатов КЗх19 // Применение витой проволочной арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях.— М.: Стройиздат, 1973.— С. 101—113.
3. Емельянов М. П. Предложения по расчету косвенной арматуры в концевых участках железобетонных конструкций // Эффективные конструкции, материалы и методы производства строительных работ в условиях Западной Сибири.— Новосибирск, 1982.— 8 с.
4. Панюков Э. Ф., Редько Ю. М. Некоторые особенности сцепления витой проволочной арматуры с высокопрочными бетонами // Тр. ин-та / НИИЖБ.— Новосибирск, 1970.— Вып. 116.— Строительные конструкции.— С. 50—61.

где z — плечо внутренней пары.

При такой идеализации несколько занижаются максимальные нормальные напряжения в бетоне, но этот фактор не вносит существенной погрешности в результаты расчета.

Высоту зоны над наклонной трещиной x определяют из уравнения равновесия нормальных сил

$$\sigma b x - \sigma_s A_s = 0 \quad (2)$$

и условия совместности деформаций при взаимном повороте крайнего и среднего блоков балки вокруг вершины наклонной трещины (см. рис. 1)

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_s} = \frac{x}{h_0 - x} \quad (3)$$

Принятие такого деформационного условия равновесия предположению о том, что затяжка арки по всей длине лишена сцепления с бетоном. Такое допущение близко к действительности (см. рис. 1).

Отсюда с учетом закона Гука для бетона и арматуры находим высоту зоны бетона над наклонной трещиной.

$$\frac{x}{h_0} = \frac{1}{2} (-k + \sqrt{k^2 + 4k}), \quad (4)$$

где

$$k = n \mu_s; \quad n = \frac{E_s}{\lambda_b E_b}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b h_0}.$$

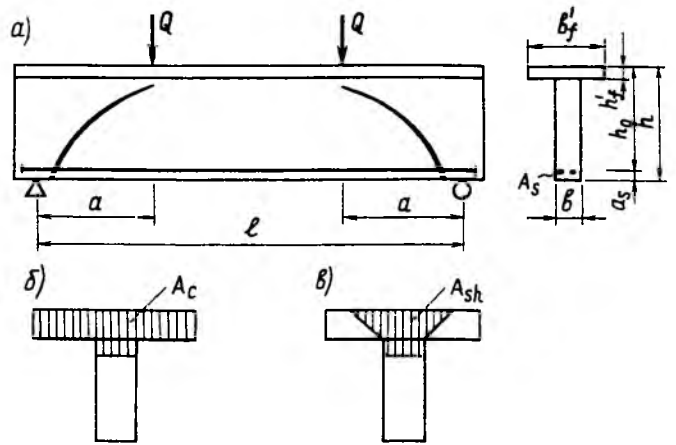
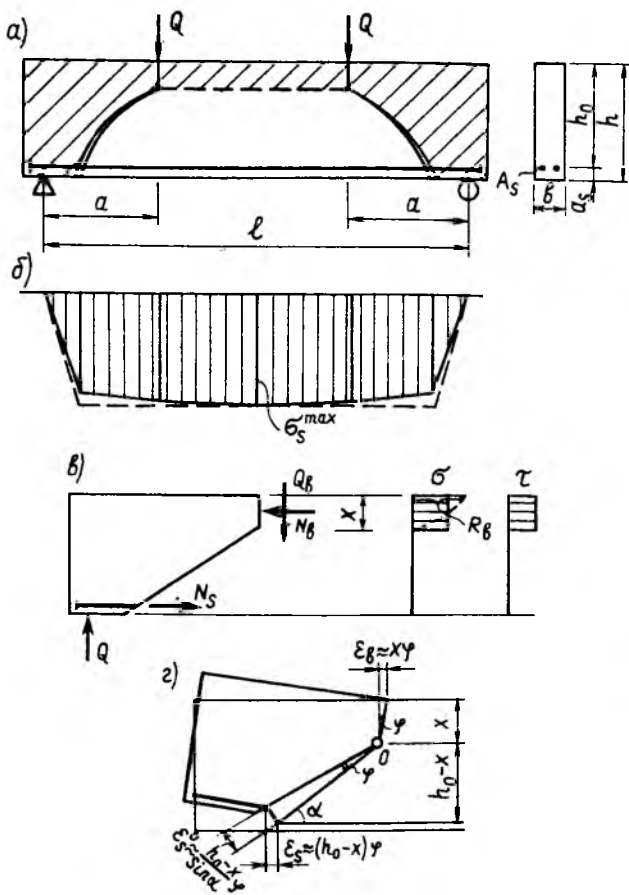


Рис. 2. Расчет элементов таврового сечения
 а — балка при действии поперечных сил; б — зона восприятия нормальных напряжений; в — то же среза

Рис. 1. Расчет балочных элементов

а — прямоугольного сечения на действие поперечных сил; б — схема изменения напряжений в арматуре по длине пролета и ее идеализация; в — схема усилий в сечении и расчетные эпюры σ и τ ; г — к выводу условия совместности деформаций

Присоединяя к уравнениям (1) условие равновесия внешних сил $M = Qa$, получим систему из трех уравнений с четырьмя неизвестными M, Q, σ и τ . Замыкающим для этой системы является уравнение прочности сжатой зоны, связывающее σ и τ в предельном состоянии.

Рассмотрим теперь балку таврового сечения (рис. 2). Для построения расчетных формул необходимо знание того, как разрушается полка при сдвиге. По данным источника [3] при большой ширине свесов полка разрушение происходит локально в форме продавливания полки выступающим углом стенки. Проекция области разрушения на расчетное сечение имеет вид трапеции, ширина нижнего основания которой равна толщине стенки, а боковые грани наклонены к основанию под углом 45° (см. рис. 2). Нормальные напряжения при этом распределяются равномерно по всей площади сжатой зоны (см. рис. 2).

Уравнения (1) в этом случае примут вид

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{A_{cz}}; \\ \tau &= \frac{Q}{A_{sh}}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

а уравнение (4) —

$$\frac{x}{h_0} = \frac{1}{2} [-(\mu'_f + k) + \sqrt{(\mu'_f + k)^2 + 4k}], \quad (6)$$

где

$$\mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$$

Применительно к предлагаемому методу расчета проверяли в результате сравнения с известными данными испытаний балок таврового сечения. При этом испробовали критерий главных напряжений СНиП 2.03.01—84, критерий с усреднением нормальных напряжений по сжатой зоне и условие критической интенсивности касательных напряжений. Наилучшие результаты получены при использовании последнего условия для сжатия со сдвигом

$$\sigma^2 + 3\tau^2 - (R_b - R_{bt})\sigma - R_b R_{bt} = 0. \quad (7)$$

Предельная несущая способность при этом

$$Q_{ult} = \frac{5}{3+p^2} R_{bt} A_{sh} \times (\rho + \sqrt{1+p^2}), \quad (8)$$

где

$$\rho = \frac{a}{z} \frac{A_{sh}}{A_c}; \quad \frac{R_b}{R_{bt}} = 10.$$

Формула (8) выражает сопротивление сжатой зоны бетона. Для балок без поперечной арматуры к нему необходимо добавить усилие зацепления берегов наклонной трещины

$$Q_{ag} = k_{ag} R_{bt} b(h_0 - x), \quad (9)$$

где $k_{ag} = 0,4 \dots 0,6$ по данным разных исследователей.

При проверке предложенной методики рассчитали 24 балки из опытов разных авторов. В результате установлено, что в большинстве случаев теоретические значения предельной нагрузки Q_{ult} хорошо совпадают с экспериментальными — для 17 образцов отклонение составило $< 15\%$.

Стены по сравнению с балками обладают особенностями, которые следует учитывать при построении расчетного метода. Кроме поперечной на них действует значительная нормальная нагрузка. Пролет среза при схеме нагружения, характерной для стен, условен, и расчет их на сдвиг, как правило, производят при фиксированном моменте. В стенах, особенно при знакопеременном нагружении, силы зацепления обычно невелики, а из-за малой толщины полки вершины наклонных трещин чаще все-

го располагаются в стенке.

Уравнения (5) с учетом этого

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_s}{bh_0^2 \left[\mu_f' + \xi \left(1 - \frac{|\sigma|}{2} \right) \right]} \\ \tau &= \frac{M_s}{bh_0 (x_f' + \xi)} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где M_s — момент всех внешних сил относительно растянутой арматуры; $\xi = x/h_0$; $x_f' = (h_f')^2/bh_0$.

Решая уравнение равновесия нормальных сил и совместности деформаций вместе с уравнением (10), получим кубическое уравнение для определения высоты зоны бетона над наклонной трещиной

$$\frac{s}{2} \xi^3 + (1-s) \xi^2 + [\mu_f' \times (1-s) + k] \xi - k = 0, \quad (11)$$

где $s = \frac{N h_0}{M_s}$.

Для расчета балок $s=0$, откуда для ξ получаем формулу (6). Если балка прямоугольного сечения, то $\mu_f' = 0$ и имеем выражение (4). Для расчета неармированных стен в уравнении (1) надо принять $k=0$.

После определения высоты сжатой зоны по формуле (10) вычисляют нормальные напряжения σ , затем из уравнения прочности (7) $\tau_{max} = R_{sh}$. Выражение для R_{sh} при $R_b/R_{bt} = 10$ можно записать более просто

$$R_{sh} = 1,826 R_{bt} \times \sqrt{1 + 9 \frac{\sigma}{R_b} - 10 \left(\frac{\sigma}{R_b} \right)^2}. \quad (12)$$

УДК 693.54.002

В. С. ФЕДУЛОВ, инж. (Гипростроммаш)

Типовое проектирование бетоносмесительных цехов и складов цемента

Большое число бетоносмесительных цехов и складов цемента, эксплуатируемых 10, 20 и более лет, с физически и морально изношенным оборудованием не отвечает современным требованиям по технологии, санитарии и охране окружающей среды. Модернизацией действующих предприятий, проектированием и возведением новых занимается много организаций.

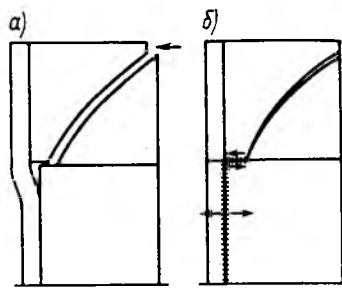


Рис. 3. Отслаивание полки от стенки в элементах стен

а — механизм явления; б — расчетное сечение

Наконец, по формуле (10) находят разрушающую поперечную нагрузку Q_{ult} .

Для тавровых элементов стен, особенно панельных зданий, при сдвиге происходит отслаивание полки от стенки по всей высоте стыка (рис. 3). При этом полка оказывается в состоянии сильного изгиба и не может воспринимать сдвигающих усилий. Расчет в этом случае производят для ступенчатого сечения (см. рис. 3). Сечение выше-расположенного этажа рассчитывают, как рассмотрено ранее, и находят сдвигающее усилие в стенке Q_w . К нему добавляют усилие поперечного разрыва стыка Q_{sep} , которое принимают равным большому из усилия разрыва перекрытия и предельного усилия, воспринимаемого связями в шве по высоте расчетного сечения

$$Q_{sep} = \max [R_{bt, j} (b_f' - b) t_{j1}; R_{sw} \mu_{sw} b H_{st}], \quad (13)$$

где $R_{bt, j1}$ — сопротивление перекрытия разрыву или выдергиванию из полки; t_{j1} — толщина перекрытия; μ_{sw} — коэффициент армирования стыка; H_{st} — высота этажа.

По данной методике рассчитали 19 образцов стен прямоугольного и двутаврового сечения из тяжелого и легкого бетона, испытанных разными авторами на действие внецентренного сжатия со сдвигом. В результате получено хорошее совпадение с опытными данными по разрушающей нагрузке — 10 образцов показали отклонение < 15 %.

После составления номограммы для решения уравнения (14) предложенный метод можно рекомендовать для практических расчетов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов по стадии разрушения. — М.—Л.: Стройиздат, 1946. — 80 с.
2. Бориев В. С.—Г. Прочность плоскостных стеновых конструкций бескаркасных жилых зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1987. — 19 с.
3. Чупак И. М., Залесов А. С., Корейба С. А. Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил. — Кишинев: Штиинца, 1981. — 132 с.
4. Лишак В. И., Розенберг М. Я. Прочность стен из монолитного бетона при совместном действии сжатия и сдвига // Повышение эффективности и качества монолитного домостроения: Тез. сообщ. Всесоюз. совещ. (Пятигорск, 19—21 окт. 1983 г.). — М., 1983. — С. 32—36.

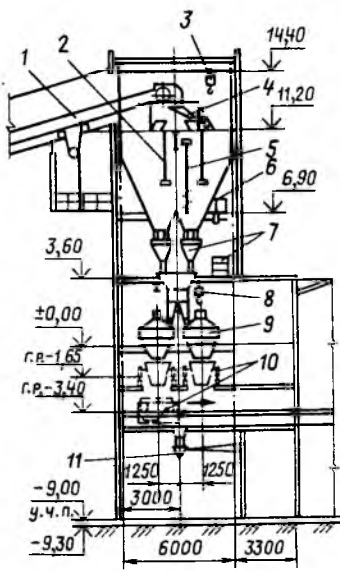


Рис. 1. Автоматизированный бетоносмесительный цех производительностью 30 м³/ч (409—28—41.86)

1 — ленточный конвейер; 2 — указатель уровня УМК-1; 3 — электрическая таль грузоподъемностью 2 т; 4 — поворотная воронка; 5 — указатель уровня УМК-1; 6 — обрушитель сводов; 7 — дозаторы марки АД; 8 — ручная таль грузоподъемностью 2 т; 9 — бетоносмесители СБ-146Б; 10 — самоходный бункер; 11 — воронка выдачи бетона в автобетоносмеситель

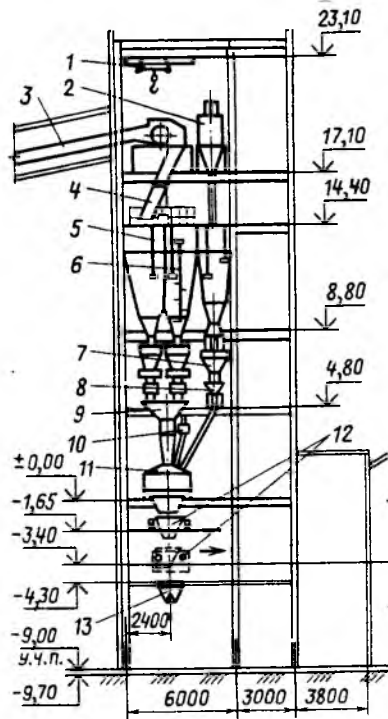


Рис. 2. Автоматизированный бетоносмесительный цех производительностью 60 м³/ч (409—28—51.89)

1 — электрическая таль грузоподъемностью 2 т; 2 — улавливатель цемента; 3 — ленточный конвейер; 4 — поворотная воронка; 5 — указатель уровня УМК-1; 6 — обрушитель сводов; 7 — дозаторы марки АД; 8 — распределитель цемента; 9 — сборная воронка; 10 — раздаточное устройство для жидкости; 11 — бетоносмесители СБ-138Б-01; 12 — самоходный бункер; 13 — бункер выдачи бетона

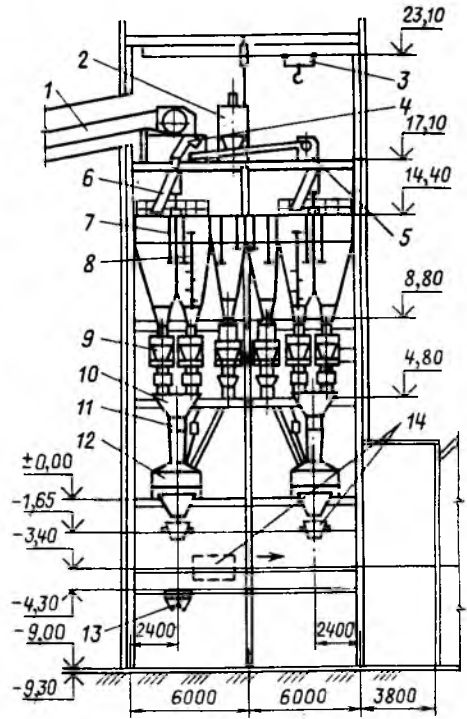


Рис. 3. Автоматизированный бетоносмесительный цех производительностью 120 м³/ч (409—28—52.89)

1 — ленточный конвейер; 2 — улавливатель цемента; 3 — электрическая таль грузоподъемностью 2 т; 4 — двухрукавная тетка; 5 — передаточный конвейер; 6 — поворотная воронка; 7 — указатель уровня УМК-1; 8 — обрушитель сводов; 9 — дозатор инертных марки АД; 10 — сборная воронка; 11 — раздаточное устройство для жидкости; 12 — бетоносмесители СБ-138Б-01; 13 — бункер выдачи бетона; 14 — самоходный бункер

тонной смеси в зависимости от влагосодержания и гранулометрического состава заполнителей, комплекса технических средств АСУТП и АСУП, нового оборудования для складов цемента.

Третье направление — это переработка типовых проектов с целью совершенствования технологических и строительных решений, повышения степени механизации и автоматизации, на базе серийно выпускаемого оборудования с учетом современных требований по производственной санитарии.

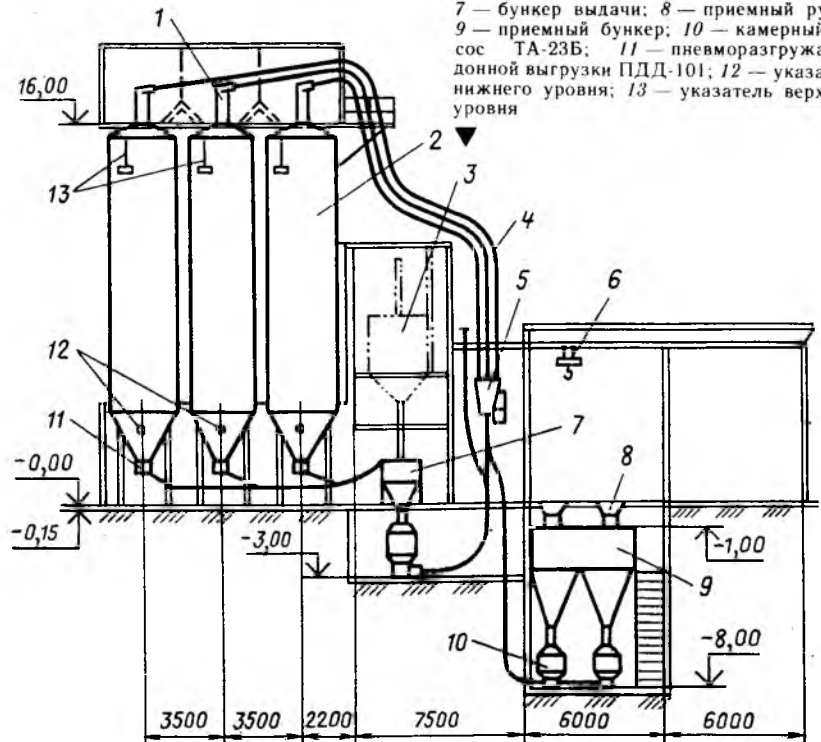
Работы по типовому проектированию ведутся совместно с ПИ-2 (Москва), УкрНИИпроектстальконструкция (Киев), Проектпромвентиляция (Волгоград).

Разработаны и введены в действие типовые проекты автоматизированных бетоносмесительных цехов: 409—28—41.86 (рис. 1), 409—28—51.89 (рис. 2) и 409—28—52.89 (рис. 3) производительностью соответственно 30, 60 и 120 м³ бетонной смеси в 1 ч. Эти проекты выпущены взамен типовых проектов 409—28—30, 409—28—38 и 409—28—39.

В них использованы новые технические решения: введена зола-унос, заменяющая часть цемента и выполняющая роль активной ми-

Рис. 4. Склад цемента вместимостью 720 т

1 — осадитель; 2 — силос; 3 — аспирационная установка; 4 — цементопроводы; 5 — переключатель цементопроводов; 6 — электрическая таль грузоподъемностью 2 т; 7 — бункер выдачи; 8 — приемный рукав; 9 — приемный бункер; 10 — камерный насос ТА-23Б; 11 — пневморазгрузатель донной выгрузки ПДД-101; 12 — указатель нижнего уровня; 13 — указатель верхнего уровня



неральной добавки, пластификатора и микронаполнителя, благодаря чему бетонная смесь приобретает новые качества; разработана новая система технологической аспирации, обеспечивающая удаление и очистку запыленного воздуха (ВО Проектпромвентиляция); управление технологическим процессом осуществляет автоматическая система ЦИКЛ-БС с использованием пневматических блоков БЗ Усть-Каменогорского завода приборов; применено устройство для очистки воды электрофорезом.

Гипростроммаш завершает разработку типовых проектов автома-

тизированных прирельсовых складов цемента вместимостью 360/240 и 720/480 т (рис. 4).

Для уменьшения до нормативных значений времени разгрузки вагонов приемный бункер запроектирован вместимостью на 1 вагон, т. е. 68 т. Механизированы некоторые операции, для чего разработаны переключатели цементопроводов, затворы и прочее оборудование. Применена новая система технологической аспирации с оборудованием ВО Проектпромвентиляция, разработана система автоматического управления техноло-

гическим процессом на базе микропроцессорного контроллера Ломи-конт-Л 110/4. Предусматривается разгрузка только специализированных железнодорожных вагонов типа хоппер и цистерна.

Применение типовых проектов Гипростроммаша в сочетании с использованием высококачественных цементов и эффективных добавок, повышением надежности работы оборудования, применением адресной подачи бетонной смеси обеспечит повышение общего технического уровня предприятий строительной индустрии.

Вопросы экономики

удк 666.97.031.3

К. М. КОРОЛЕВ, Т. Ю. ГАЛКИНА, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Реальный объем выхода строительных смесей из смесительных агрегатов

Как известно, современные бетоносмесительные установки и бетоносмесительные цехи заводов сборного железобетона оснащены автоматическими весовыми дозаторами исходных компонентов. Суммарная масса отпускаемой бетонной смеси достаточно хорошо известна и ее можно проконтролировать. Однако расчеты между заказчиком и поставщиком бетонной смеси производятся по объему.

В отечественной и зарубежной практике в характеристиках бетоносмесителей указываются, как правило, две величины: объем готового замеса и вместимость по загрузке в соотношении 2:3, например 1000/1500.

Как показывает опыт, это не отвечает современному состоянию вопроса и не устраняет взаимные претензии между потребителем и изготовителем бетонной смеси при расчетах, так как в зависимости от ее удобоукладываемости при постоянной массе меняется физи-

ческий объем смеси.

В ОНТП—07—85 предусмотрены следующие коэффициенты выхода без учета удобоукладываемости смесей: для бетонных тяжелых и легких (только для конструкционного бетона) — 0,67; для легких (для конструкционно-теплоизоляционного бетона) — 0,75; для растворов — 0,8.

В п. 3.7 ГОСТ 7473 в зависи-

мости от марок по удобоукладываемости предусмотрены такие коэффициенты уплотнения (выхода): 0,92...0,96 — для марок Ж4...Ж1, 0,94...0,98 — для марок П1...П4, 0,99 — для марки П5.

По нормам ФРГ (DIN 459) различают следующие виды вместимости смесителей: теоретический объем уплотненной смеси марок по удобоукладываемости по ГОСТ 7473 Ж3, Ж4, равный единице; вместимость по загрузке неуплотненной смеси, равную 1,5; объем готового замеса уплотненной смеси, меняющийся от 1 для смесей марок по удобоукладываемости Ж3, Ж4 до 1,11 для смесей марок П4, П5; объем готового замеса для неуплотненной смеси, меняющийся от 1,35 для смесей марок по удобоукладываемости Ж3, Ж4 до 1,15 для смесей марок П4, П5.

В табл. 1 приведены коэффициенты выхода (%) по DIN 459 бетонной смеси в зависимости от ее

Таблица 1

Марка смеси по удобоукладываемости (ГОСТ 7473)	Ж, с (О. К., см)	Коэффициент выхода смеси, %	
		уплотненной	неуплотненной
Ж4	>30	67	90
Ж3	21—30	68	88
Ж2	11—20	69	85
Ж1	5—10	70	84
П1	1—4 (<4)	70	83
П2	(5—9)	71	82
П3	(10—15)	72	80
П4	(16—20)	73	78
П5	(21—25)	74	77

Таблица 2

Расход на 1 м ³ бетона				В/Ц	Ж, с (О. К., см)	R ²⁸ _{сж} МПа	Класс бетона
цемент, кг	песок, кг	щебень, кг	вода, л				
<i>Тяжелый бетон</i>							
360	755	1365	130	0,433	32	39,0	B30
405	685	1165	166	0,410	(2)	40,0	B30
500	605	1030	220	0,440	(18)	40,0	B30
<i>Легкий конструкционный бетон</i>							
250	800	900**	200	0,800	10	13,4	B10
220	750	900**	195	0,886	(2)	7,6	B5
220	750	900**	250	1,136	(18)	4,8	B3,5
<i>Легкий конструкционно-теплоизоляционный бетон</i>							
250	500*	900**	150	0,600	10	1,5	B1
250	500*	900**	250	1,000	(17)	2,1	B1,5
<i>Мелкозернистый бетон</i>							
320	1600	—	220	0,688	10	9,3	B7,5
380	1500	—	300	0,789	(17)	10,4	B7,5

* — Перлитовый песок, л; ** — керамзит, л

удобоукладываемости по отношению к вместимости бетоносмесителя по загрузке.

Таким образом, если для жестких смесей Ж4 коэффициент выхода соответствует принятому в паспортах бетоносмесителей и в нормативных документах (67%), то для подвижных П4, П5 он составляет 74%, т. е. разница в коэффициентах выхода смесей, характеризующихся удобоукладываемостью марок крайних значений, будет составлять 9...11%. А для наиболее часто употребляемых смесей Ж2...П2 разница между коэффициентом, принятым в паспортах смесителей и в DIN 459, и фактическим коэффициентом выхода будет составлять 3...6%.

Коэффициенты уплотнения по ГОСТ 7473 и по DIN 459 не совпадают: в DIN 459 за единицу (2/3 объема загружаемого материала) принята смесь марки по удобоукладываемости Ж4, в ГОСТ 7473 — смесь марок П4...П5.

Для определения фактического коэффициента выхода (полезного объема смеси) проводили исследования с применением следующих материалов: портландцемента Воскресенского завода марки 400, песка Москворецкого карьера с $M_k=1,9...2$ и плотностью $2,64 \text{ кг/м}^3$, гранитного щебня фракций 10...20 и 20...40 мм в соотношении 50:50 плотностью $2,65 \text{ кг/м}^3$, насыпного керамзита плотностью 420 кг/м^3 фракций 5...10 и 10...20 мм в соотношении 60:40, перлитового песка насыпной плотностью 440 кг/м^3 .

Приготовление смеси осуществляли в лабораторном смесителе емкостью 10 л. Все материалы загружали в смеситель одновременно. Время смешивания составляло 60 с.

Определение удобоукладываемо-

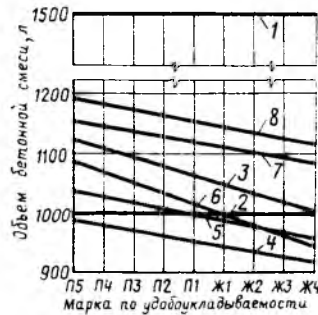


Рис. 1. Сравнительные данные для расчета коэффициента выхода бетонной смеси из смесителя объемом 1000/1500 л

1 — объем загружаемых материалов; 2 — теоретический объем приготовленной смеси в уплотненном состоянии; 3 — объем приготовленной смеси в уплотненном состоянии по DIN 459; 4 — то же по ГОСТ 7473; 5 — экспериментально для тяжелого бетона; 6 — то же для легкого конструкционно-теплоизоляционного бетона; 7 — то же для легкого конструкционно-теплоизоляционного бетона; 8 — то же для мелкозернистого бетона

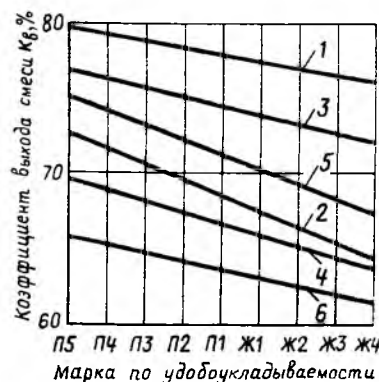


Рис. 2. Зависимость коэффициента выхода от удобоукладываемости бетонной смеси
1 — мелкозернистый бетон; 2 — легкий конструктивный бетон; 3 — легкий конструкционно-теплоизоляционный бетон; 4 — тяжелый бетон; 5 — по DIN 459; 6 — по ГОСТ 7473

сти смесей производили по ГОСТ 10181. Одновременно измеряли плотность бетонной смеси и формовали образцы-кубы с ребром 10 см по 6 шт. каждого состава.

Образцы хранили в нормальных условиях в течение 28 сут, а затем испытывали на прочность при сжатии.

На первом этапе исследований были подобраны смеси тяжелого, легкого и мелкозернистого бетонов марок по удобоукладываемости Ж4...П4 (табл. 2).

На втором этапе определяли коэффициент выхода бетонных смесей указанных составов различной удобоукладываемости из смесителя. Эксперимент проходил следующим образом. В смеситель загружали смесь сухих компонентов из расчета 7 л на замес в последовательности: цемент, песок, крупный заполнитель — и измеряли занимаемый ими в смесителе объем. Затем заливали воду, перемешивали компоненты и снова измеряли объем перемешанной смеси.

Далее определяли степень уплотнения по методике стандарта DIN 459. С этой целью был изготовлен прибор, представляющий собой металлическую трубу диаметром 300 и высотой h 400 мм, которую струбцинами закрепляли на вибростол. Бетонную смесь загружали в трубу. При этом смесь готовили 2 раза по 7 л. Затем включали вибростол и измеряли высоту (Δh), на которую опускалась смесь при уплотнении. Продолжительность вибрации ограничивалась временем, при котором значение Δh в дальнейшем не увеличивалось. Степень уплотнения определяли по формуле

$$K_y = \frac{h}{h - \Delta h}$$

Далее рассчитывали объем смеси в плотном теле как частное от деления объема неуплотненной смеси на степень уплотнения. Коэффициент выхода K_v выражался отношением объемов уплотненной и сухой смесей, умноженным на 100%.

Результаты исследований приведены на рис. 1 и 2. Их анализ показывает, что степень уплотнения тяжелой бетонной смеси K_y возрастает с увеличением ее подвижности и составляет 1,01...1,26 соответственно для марок по удобоукладываемости П4...Ж4. Соответствующие значения степени уплотнения стандарта DIN 459 составляют 1,01...1,45. Аналогичные данные по легкому и мелкозернистому бетонам — соответственно 1,01...1,25 и 1,01...1,08 для марок по удобоукладываемости П4...Ж2. Значение K_v в зависимости

от удобоукладываемости смеси возрастает с увеличением ее подвижности от 63,5 до 67,7 % для тяжелого бетона, от 65,6 до 70,8 % для легкого конструкционного бетона, от 73,3 до 76,0 % для легкого конструкционно-теплоизоляционного бетона, от 76,3 до 79,2 % для мелкозернистого бетона.

Реальное количество тяжелой бетонной смеси в уплотненном состоянии, приготовляемой в бетоно-смесителе объемом 1000/1500 л, составляет для смесей марок П4, П1 и Ж4 соответственно 1015, 1000 и 952 л, что на 4, 6 и 3 % выше, чем по ГОСТ 7473 и на 9, 7 и 5 % ниже, чем по DIN 459. Таким образом, при взаимных расчетах изготовителя и потребителя бетонной смеси по отечественным нормам ущемляются интересы изготовителя, а по нормам ФРГ — ин-

тересы потребителя. Для легкого (конструкционного и конструкционно-теплоизоляционного) и мелкозернистого бетонов реальное количество смеси в уплотненном состоянии, приготовляемой в указанном смесителе, составляет для марки Ж2 соответственно 984/1100 и 1145 л, для марки П4 — 1062/1140 и 1188 л, что на 6/18 и 23 % и на 8/16 и 21 % выше, чем определяет ГОСТ 7473. По отношению к стандарту ФРГ реальное количество легкого конструкционного бетона марок Ж2 и П4 на 6 и 4 % ниже, легкого и конструкционно-теплоизоляционного на 7 и 3 % выше, мелкозернистого тех же марок на 10 и 7 % выше, чем определяет DIN 459.

Поскольку проведенные эксперименты не могли учесть всего многообразия используемых матери-

алов, условий приготовления, транспортирования и уплотнения бетонной смеси, необходимо признать целесообразным допуск колебаний в определении фактического объема отпускаемой смеси в пределах $\pm 0,1$ % указанных выше значений.

Для устранения конфликтных ситуаций при расчетах поставщиков и потребителей бетонной смеси полученные результаты следует учесть при пересмотре ГОСТ 7473 «Смеси бетонные».

Технические условия» и ГОСТ 16349 «Смесители циклические для строительных материалов».

Технические условия», а также ОНТП--07 «Общесоюзные нормы технологического проектирования предприятий сборного железобетона».

Долговечность

УДК 691-462:666.657.205

Г. В. ТОПИЛЬСКИЙ, В. И. МЕЛИХОВ, кандидаты техн. наук (ВНИИжелезобетон); В. П. КОРЕЦКИЙ, канд. техн. наук (УкрНИИГим)

Влияние кольматирующих ВПС на качество защитного покрытия труб

Долговечность и коррозионная стойкость железобетонных напорных труб, изготовленных по трехступенчатой технологии, зависит в основном от качества наружного бетонного покрытия, формируемого на сердечнике трубы способом механического набрызга бетонной смеси. Водопоглощение набрызг-бетона 6...13 % недостаточно для обеспечения коррозионной стойкости труб при эксплуатации даже в слабоминерализованных грунтах.

Основной причиной снижения качества наружного покрытия труб является обезвоживание набрызг-бетона при теплообработке, в том числе и при пропаривании, усугубляющееся из-за незначительной толщины (25...30 мм) и низкого

коэффициента уплотнения набрызг-бетона. Усадка набрызг-бетона приводит к его растрескиванию и дополнительному снижению защитных свойств наружного покрытия труб.

Применяемая на Ярославском заводе ЖБИ и других предприятиях пропитка наружного покрытия труб расплавленным (85...95 °С) модифицированным петролатумом [1] из-за повышенных энергозатрат и трудоемкости процесса пропитки приводит к их удорожанию и ухудшению санитарно-гигиенического состояния производства. Недостаточно надежна обмазка наружного покрытия труб специальной нефтеполимерной композицией, примененная на Добропольском заводе ЖБНТ.

Разработанные ранее ВНИИ-железобетоном латексные составы при нанесении на свежееотформованный наружный слой труб хотя и улучшают физико-механические свойства набрызг-бетона благодаря подавлению влагоиспарения, но не способны из-за структурных особенностей латексных глобул заметно кольматировать и снижать водопоглощение бетона W [2]. Это подтверждается опытно-промышленными испытаниями латексных составов при изготовлении наружного бетонного покрытия железобетонных труб со стальным сердечником (РТНС) на Гниванском заводе спецжелезобетона (табл. 1).

С учетом этого во ВНИИ-железобетоне разработаны кольма-

Таблица 1

Марка латекса	Расход латекса, кг/м ²	Режим твердения труб	Прочность бетона R _{p,р} , МПа, через			W, %
			1 сут	7 сут	4 мес	
СКС-С	0,25	ТВО при t _н = 80 °С (3+5+4+2 ч)	1,7	2,0	2,8	8,2
БК	0,14		1,9	2,3	3,6	6,6
СКС-50КГП	0,18	В естественных условиях при t = 20--28 °С	2,1	2,7	3,9	7,0
БК	0,22		1,4	1,7	2,7	8,6
			1,7	2,2	3,0	7,0
			1,7	2,4	3,7	6,9

Таблица 2

Ц П	В/Ц	Пленкообразующий состав	Влагопоглотер, % массы воды затвердения	R _{p,р} , МПа	W при хранении в воде, сут		
					1	40	100
1:2,25	0,28	---	65/9	1,3/2,7	6,5/4,8	7,4/5,4	7,8/5,8
		ВДМП _{шк}	11	3,0	1,5	2,6	2,7
		ВДПл _{шк}	15	3,6	2,4	3,5	3,8
1:2,25	0,28	ВДМП _{сжк}	13	2,9	1,8	2,9	3,0
		ВДСВ _{ст}	34	2,6	4,2	5,2	5,3
		АЦФ-ЗМ	31	2,7	4,3	5,1	5,4
		СКС-65ГП	36	2,3	3,8	5,3	6,8
		---	-/8	-/3,0	-/7,1	-/8,7	-/8,8
1:2,4	0,24	ВДМП+ +20%СКС-65ГП	23	3,2	2,7	4,7	4,7

Примечание. Перед чертой — после воздушно-сухого прогрева, после черты — при нормальном твердении.

тирующие вододисперсные пленкообразующие составы ВПС и совместно с УкрНИИГиМом и НПТО Белстройнаука изучено их влияние на качество набрызг-бетона. Кольматирующие ВПС представляют собой жидкие вододисперсные составы, содержащие низкоплавкие (t_{пл} = 36...44 °С) мягкие парафины (ВДМП) или петролатум (ВДПл), эмульгаторы и функциональные присадки (латексы, ингибиторы коррозии, гидрофобизаторы и т. д.). Они нетоксичны и экологически безвредны.

Обработку набрызг-бетона с применением кольматирующих ВПС осуществляли распылением ВПС на поверхность свежесформованного наружного покрытия труб с последующим их ускоренным твердением при энергоэкономичных способах теплообработки (воздушно-сухом прогреве, гелиопрогреве и т. д.) вместо пропаривания или пропиткой ВПС затвердевшего набрызг-бетонного покрытия труб при атмосферном давлении в течение 1,5...2 ч при температуре состава 45...60 °С.

Обработка свежесформованного наружного покрытия труб кольматирующими ВПС позволяет обеспечить комплексное воздействие ВПС на бетон, включая защиту его от обезвоживания при воздушно-сухой теплообработке и дополнительную кольматацию поверхностных пор.

ВПС, нанесенные на поверх-

ность свежесформованного бетона с помощью краскораспылителя, через 2...3 ч образуют влагозащитное покрытие, низкоплавкие компоненты которого (мягкие парафины и т. д.) при ТВО расплавляются и пропитывают набрызг-бетон на глубину 10...18 мм. Водостойкость продуктов кольматации бетона обеспечивается применением ВПС нормируемого состава и концентрации (C ≥ 45 %), содержащего не более 5 мас. % легко редуцируемых в воде компонентов (минерального масла и др.).

Результаты испытаний пленкообразующих составов — кольматирующих ВПС (ВДМП и ВДПл), бутадиестирольного латекса (СКС-65ГП), ацетонформальдегидной смолы (АЦФ-ЗМ) и вод-

Таблица 3

ВПС	Условия твердения образцов	R _{сж} , МПа, через, сут		W, % при τ = 133 сут
		28	105 (хранение в воде)	
---	ТВО	42	47	6,1
	БП	30	40	7,8
	В	39	44	5,9
ВДЖП _{сжк}	ТВО	43	49	3,6
	БП	38	44	5,4
	В	40	48	3,9
ВДМП _{шк}	ТВО	43	51	3,0
	БП	47	52	1,8
	В	42	49	1,5
ВДМП _{сжк}	ТВО	45	53	2,2
	БП	43	56	2,0
	В	46	54	1,7

ной дисперсии слоп-воска (ВДСВ) и содержащей 20 % минерального масла, при воздушно-сухом прогреве фрагментов наружного покрытия труб приведены в табл. 2. Фрагменты из набрызг-бетона изготовляли на опытной установке ВНИИжелезобетона и прогревали в циркуляционной сушильной камере по режиму 2+2+2+3 ч при температуре 60...65 °С, относительной влажности воздуха φ = 8...12 % и скорости его движения V_в = 5...7 м/с; расход пленкообразующих составов — 0,35...0,4 кг/м².

Водопоглощение набрызг-бетона, защищенного кольматирующими ВПС (ВДМП, ВДПл) после воздушно-сухого прогрева, составляет 1,5...2,4 %, а при длительном хранении в воде не превышает 5 %. Такие бетоны относят к категории особоплотных (W ≤ 5 %).

Кольматирующая способность ВПС при различных условиях твердения вибрированного (с пригрузом) бетона исследована в УкрНИИГиМе. Образцы изготовляли из бетонной смеси, применяемой для формирования наружного покрытия центробежно-прокатных труб на Добропольском заводе ЖБНТ. Образцы пропаривали при 60° по режиму, принятому на заводе или подвергали воздушно-сухому прогреву (БП) при 60 °С с изотермическим выдерживанием 3 ч. Часть образцов твердела в цехе без прогрева (В) при температуре 10...23 °С и φ = 54...78 %. Через 28 сут образцы помещали в воду, где они находились в течение 105 сут. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Водопоглощение бетона, защищенного водной дисперсией мягких парафинов, независимо от условий твердения, снижается в 2...4 раза по сравнению с водопоглощением незащищенного бетона (см. табл. 3). Причем бетон, твердевший без ухода в неблагоприятных условиях, не восстанавливает своих прочностных и структурных свойств даже при длительном хранении в воде.

Обработку набрызг-бетона кольматирующим ВПС пропиткой осуществляли на фрагментах наружного покрытия труб РТНС, отобранных на Гниванском заводе спецжелезобетона, и на образцах размером 0,1 × 0,1 × 0,028 м, изготовленных на опытной установке ВНИИжелезобетона. Температуру ВПС при пропитке бетона под-

Таблица 4

Импрегнующий состав	t, °C	г. ч	W, %		Содержание Cl ⁻ , %, в бетоне после 180 сут хранения в 5-ном растворе NaCl
			1	2	
Непропитанные образцы (контрольные)	—	—	11,8 ¹	12,2 ²	2,0 ³
			—	12,5	1,5
ВДМП+20 % СКС—50КГП	45—60	2	11,1	3,5	0,6
			2,2	4,5	0,4
ВДМП+20 % СКС—65ГП	45—60	2	11,6	4,5	0,6
			2,1	4,7	0,3
Модифицированный петролатум (с 10 % СЖК C ₂₁ —C ₂₅)	85—90	3	10,4	3,3	0,5
			1,2	4,1	0,3
Кубовый остаток ПМФС	20	2,5	11,3	4,8	0,4
			2,0	5,0	0,2
ПМФС	60	2	12,1	2,0	0,2
			0,8	2,4	0,1
Модифицированный петролатум + КО ПМФС	60	1,5	11,9	3,2	0,4
			1,2	3,4	0,2

Примечания. 1. Над чертой — до пропитки, под чертой — после пропитки. 2. Над чертой — после хранения в 5 %-ном растворе NaCl в течение 30 сут, под чертой — то же 180 сут. 3. Над чертой — на глубине 5, под чертой — 15 мм.

держивали в пределах 45...60 °C, время пропитки 1,5...2,5 ч. Часть образцов для сравнения пропитывали модифицированным петролатумом [1] и новыми импрегнирующими составами на основе кубовых остатков ПМФС. Глубина пропитки образцов достигала 12...18 мм, прирост массы 5...7 %.

Диффузионную проницаемость пропитанных образцов по хлоридиону определяли в НПТО Белстройнаука. Результаты испытаний приведены в табл. 4.

Таким образом, импрегнирование набрызг-бетона кольматирующими

ВПС при достаточно низких температурах (45...60 °C) позволяет снизить водопоглощение и диффузионную проницаемость наружного покрытия труб в 3...5 раз, т. е. уменьшить до уровня, что и при высокотемпературной пропитке бетона модифицированным петролатумом. Однако прочность бетона после импрегнирования указанными составами, в том числе и петролатумом, практически не возрастает. Поэтому целесообразно кольматирующие ВПС применять для обработки свежесформованного на-

брызг-бетона труб перед их теплообработкой, не требующей к тому же существенных трудовых и материальных затрат. Импрегнирование же готовых труб кольматирующими ВПС следует использовать как резервную технологию, позволяющую доводить железобетонные трубы, изготовляемые по традиционной технологии, до нормативных значений по водопоглощению бетона.

Результаты использовали при разработке справочного пособия к СНиПу [3]. ВНИИжелезобетон на договорных началах оказывает научно-техническую помощь при внедрении разработанной технологии с обеспечением заказчика кольматирующими ВПС.

Справки по тел.: 306-34-11, 306-33-46.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ткач В. Н., Савенков В. В., Заславский И. И. Модифицированный петролатум — средство защиты от коррозии напорных виброгидропрессованных труб // Гидротехника и мелиорация. — 1985. — № 2. — С. 29.
2. Дмитриев А. И., Топильский Г. В., Соболев А. Н. Применение латексных покрытий при изготовлении железобетонных напорных труб // Промышленность сборного железобетона. — Инф. сб. ВНИИЭСМ. — М., 1989. — Сер. 3. — Вып. 4. — 42 с.
3. Технология изготовления железобетонных напорных труб со стальным сердечником. — Справочное пособие к СНиП. — Прил. 5. — М.: Стройиздат, 1990. — 23 с.

УДК 679.69:620.193.8:627:691.327

В. В. ГОНЧАРОВ, канд. техн. наук (КИСИ); А. М. РОЖАНСКАЯ, канд. биол. наук (ИМВ АН Украины)

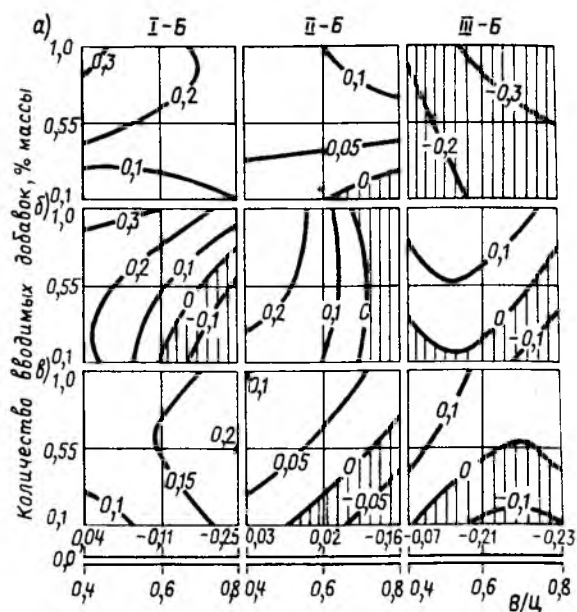
Влияние добавок на коррозионную стойкость строительных растворов в техногенных средах

Степень агрессивности природных вод и техногенных сред по отношению к бетонам и строительным растворам оценивается в действующих СНиП по количеству индивидуальных наиболее агрессивных ионов и соединений. Прогнозировать коррозионную ситуацию в эксплуатационной среде, содержащей смесь веществ, особенно инфицированной различными группами микроорганизмов, весьма затруднительно. Это связано с тем, что при таком подходе не учитываются сложные химиче-

ские взаимодействия между компонентами среды и действие микробиологического фактора. Известно, что важнейшей особенностью последнего является способность живых организмов трансформировать в процессе жизнедеятельности исходную коррозионную среду [1]. Концентрация одних веществ, в том числе и коррозионно опасных, по мере потребления их различными группами бактерий снижается, но при этом возможно появление и накопление не менее агрессивных соединений, те обна-

руживаемых в исходных жидких и газообразных средах.

Исследовали особенности химического и микробиологического воздействия на строительные растворы различного состава. Модельные испытания проводили на образцах строительных растворов состава 1:3 при В/Ц, равном 0,4; 0,6; 0,8 с добавками и без них. В качестве добавок использовали органические соединения: катамин АБ, катамин КБ и полидим П, вводимые с водой затворения в концентрациях 0,1; 0,55 и 1 % [2].



Зависимость коэффициента стойкости $КС_3$ от количества вводимых добавок и В/Ц
 I-Б — среда с аммонифицирующими бактериями; II-Б — среда с тионовыми бактериями; III-Б — среда с сульфатредуцирующими бактериями; а — образцы с катамином АБ; б — образцы с катамином КБ; в — образцы с полидимом П
 (На линии под графиками, при нулевом значении количества вводимых добавок приведены коэффициенты стойкости $КС_3$ контрольных составов без добавок)

В качестве питательных для микроорганизмов и агрессивных по отношению к бетону жидких сред использовали водные растворы, содержащие в г/л: среда I — мясного экстракта — 3, пептона — 5; среда II — $Na_2S_2O_3$ — 5; KNO_3 — 2; NH_4Cl — 0,5; KH_2PO_4 — 2; $pH=7$; среда III — лактат кальция — 7; дрожжевой гидролизат — 0,5; K_2HPO_4 — 0,5; NH_4Cl — 1; $MgSO_4$ — 2; $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ — 1; $pH=7,5$. Эти же среды, зараженные соответствующими группами бактерий, обозначали I-Б; II-Б и III-Б.

По СНиП 2.03.11-85, среда I оценивается как неагрессивная, II — слабоагрессивная по сумме солей и содержанию иона NH_4^+ для образцов с водонепроницаемостью W 4; III — сильноагрессивная по содержанию иона SO_4^{2-} . Эти растворы используют в микробиологии для культивирования соответствующих групп бактерий, обнаруживаемых на корродированных железобетонных конструкциях различного назначения [3]. Потребляя содержащиеся в указанных средах питательные вещества, бактерии выделяют в них продукты жизнедеятельности — микробные метаболиты. На среде I развиваются аммонифицирующие бактерии, трансформирующие белки до органических кислот и аммиака. Среда II благоприятна для развития тионовых бактерий, окисляющих тиосульфат до элементарной серы и серной кислоты. Оптимальной средой для развития сульфатредуцирующих бактерий, восстанавливающих сульфаты до сероводорода, является среда III. Можно полагать,

что степень агрессивности стерильных и инфицированных микроорганизмами жидких сред будет различна. В первом случае интенсивность коррозионных процессов обусловлена химическими реакциями между компонентами сред и бетоном. Во втором — появляется дополнительный фактор коррозии — микробные метаболиты: органические и минеральные кислоты, сероводород, аммиак и др.

Коррозионную стойкость оценивали по коэффициентам стойкости $КС$, $КС_1$, $КС_2$ и $КС_3$. $КС$ представляет собой отношение прочности на изгиб образцов, экспонированных в стерильной водопроводной воде, к прочности на изгиб образцов, экспонированных в течение 6 мес в воздушно-сухих условиях помещения. $КС_1$ — отношение прочности на изгиб образцов, находившихся в стерильных жидких средах, к прочности на изгиб образцов в стерильной водопроводной воде. Оба коэффициента позволяют оценить влияние добавок на процессы гидратации строительных растворов в различных жидких средах. $КС_2$ — это отношение прочности на изгиб образцов, находившихся под воздействием бактерий (аммонифицирующих, тионовых и сульфатредуцирующих), внесенных в питательные среды I, II и III соответственно, к прочности на изгиб образцов в стерильной водопроводной воде. Он оценивает совместное влияние химических и микробиологических факторов на исследуемые образцы. Степень агрессивного микробного воздействия на исследуемые образцы определяли с помощью коэф-

фициента $КС_3$, представляющего собой разность значений $КС_2$ и $КС_1$.

Планирование эксперимента и обработки полученных результатов проводили с использованием математико-статистических методов. Полученные с помощью ПЭВМ аналитические зависимости представлены на рисунке.

Анализ полученных значений $КС$ позволил установить положительное влияние всех видов добавок на процессы догидратации вяжущего в водной среде. Коэффициент стойкости $КС$ исследуемых контрольных образцов находился в пределах 1,04...1,2, а образцов с добавками — 1,15...1,25 для катамина АБ; 1,1...1,4 для катамина КБ и 1,1...1,3 для полидима П.

$КС_1$ образцов с добавками в среде I составлял 0,95...1,19; среде II — 0,92...1,06; среде III — 0,91...1,16, т. е. находился на уровне значений $КС$ независимо от степени агрессивности исходной среды. Можно предположить, что полугодный срок выдержки образцов в солевых растворах и органических средах недостаточен для выявления деструктивного процесса, вызываемого содержащимися в них агрессивными компонентами.

$КС_2$ являлся вспомогательным коэффициентом для вычисления $КС_3$.

Приведенные на рисунке коэффициенты стойкости $КС_3$ имеют положительный и отрицательный знаки, а также нулевое значение. Отрицательное значение $КС_3$ указывает на наличие коррозионного воздействия микроорганизмов и на рисунке выделено штриховкой. Положительные и нулевое значение данного коэффициента свидетельствует об отсутствии влияния бактерий на коррозионную стойкость образцов. Контрольные составы устойчивы к воздействию всех групп бактерий при В/Ц образцов, равном 0,4 ($КС_3=0,04$; 0,03 и 0,07) и тионовых бактерий при В/Ц=0,6 ($КС_3=0,02$). Аммонификаторы и сульфатредукторы агрессивны по отношению к составам с В/Ц=0,6 и 0,8 ($КС_3=-0,25$; $-0,21$), а тионовые — только к составам с В/Ц=0,8 ($КС_3=-0,16$).

Добавки различного типа изменяют коррозионную стойкость составов неоднозначно. Катамин АБ при всех значениях В/Ц и испытанных концентрациях повышает стойкость образцов в среде с аммонифицирующими и тионовыми бактериями, но снижает ее при

воздействии сульфатредукторов (III—Б, а). Катапин КБ и полидим П с увеличением количества вводимых добавок повышают стойкость плотных образцов ($V/C = 0,4...0,6$) к воздействию аммонифицирующих и тионовых бактерий (I—Б, б; II—Б, б; I—Б, в; II—Б, в) в большей степени, чем при воздействии сульфатредукторов (III—Б, б; III—Б, в).

На основании данных по КС можно сделать следующие выводы.

Если условия эксплуатации железобетонных сооружений, предназначенных для транспортирования бытовых и производственных сточных вод, обеспечивают преимущественное развитие тионовых бактерий (наличие в стоках восстановленных соединений серы, а в атмосфере — летучих органических полисульфидов, микроаэрофильные или аэробные условия), то для предотвращения микробной коррозии достаточно эффективны катионные ПАВ: катамин АБ — для всех значений V/C (но особенно $V/C = 0,6...0,8$), катапин КБ только для плотных бетонов ($V/C = 0,4...0,6$). Полидим П в этих условиях менее эффективен.

В анаэробных условиях при преимущественном развитии сульфат-

редуцирующих бактерий применение катамина АБ, катапина КБ не препятствует микробной коррозии, тогда как полидим П можно использовать как защитное средство от действия сульфатредукторов, особенно для бетонов с V/C не менее 0,6.

При развитии в сточных водах и на поверхности конструкций аммонифицирующих бактерий и провоцировании ими коррозионных процессов надежным средством защиты, как и в случае с тионовыми бактериями, являются катионные ПАВ (катамин АБ и катапин КБ). Это сходство в защитном воздействии ПАВ объясняется тем, что в обоих случаях преобладающим механизмом коррозии будет кислотный. При действии тионовых бактерий агентом коррозии является серная кислота, а аммонифицирующих бактерий — низкомолекулярные карбоновые кислоты: муравьиная, уксусная, молочная, масляная.

Для защиты от негативного воздействия аммонифицирующих бактерий эффективен и полидим П, особенно для пористых материалов ($V/C = 0,8$).

Таким образом, полученные данные позволяют проследить специ-

фичность защитного действия ингибиторов микробной коррозии бетона в зависимости от особенностей возбудителя коррозионного процесса. Следовательно, практическим рекомендациям по применению тех или иных защитных средств должны предшествовать микробиологические обследования на каждом из конкретных типов железобетонных сооружений, контактирующих со сточными водами или технологическими растворами, исходная агрессивность которых не внушает серьезных опасений, но способствует развитию коррозионноопасных групп бактерий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рожанская А. М. Микробная коррозия железобетонных строительных конструкций: Автореф. дис. ... канд. биол. наук. — Киев, 1990. — 18 с.
2. Гончаров В. В., Рожанская А. М., Теплицкая Т. В. Влияние сроков твердения и инфицирования микроорганизмами цементно-песчаных растворов на их водопроницаемость // Строительство и эксплуатация мелиоративных систем. — Киев: УкрНИИГиМ, 1989. — С. 156—166.
3. Рожанская А. М., Андреев Е. И. Микроорганизмы, выделенные на корродированных железобетонных конструкциях // Микробиол. журн. — 1989. — № 51. — Вып. 4. — С. 55—65.

УДК 624.012.45

В. П. ЧИРКОВ, д-р техн. наук, проф., А. Н. КАРДАНГУШЕВ, инж. (МИИТ)

Ресурс железобетонных плит покрытия железнодорожных зданий

Эксплуатация железобетонных конструкций в некоторых производственных зданиях железнодорожного транспорта происходит в весьма агрессивных по отношению к железобетону средах. К таким зданиям относятся промывочно-пропарочные станции (ППС), промывочно-пропарочные пункты (ППП), пункты подготовки вагонов (ППВ) и др. Здания ППС предназначены для очистки цистерн от остатков перевозимых нефтепродуктов, их промывки и просушки. Технологический процесс обработки цистерн в ППС предусматривает пропарку острым паром ($t = 240^\circ\text{C}$) под давлением 15 атм в течение 1,5...2 ч, мойку до трех раз по 20 мин и дегазацию чистым воздухом 15...20 мин.

В сутки осуществляется в среднем 5...8 циклов обработки цистерн в зависимости от напряженности грузопотоков и количества ППС. Во время обработки цистерн выделяется большое количество пара, быстро заполняющего помещение, что приводит к повышению относительной влажности воздуха под потолками до 100 % и температуры воздуха внутри здания до 40...50 °C (рис. 1).

Таким образом, конструкции в зданиях ППС работают при постоянном циклическом воздействии влажного воздуха и повышенной температуры. Следствием таких жестких условий эксплуатации железобетонных конструкций покрытия является их преждевременный выход из строя по причине кор-

розии арматуры. Так, арматура в продольных ребрах у 60 % железобетонных ребристых плит покрытия ППС «Стенькино» (Рязань) находится в неудовлетворительном состоянии после 28 лет эксплуатации и требуют в настоящее время усиления или полной замены. Аналогичная ситуация у 37 % плит покрытия ППС «Бензин» (Уфа) после 8 лет и т. д. Здания ППС, работающие в наиболее напряженном ритме, требуют капитального ремонта через 10...15 лет. Стоимость капитального ремонта ППС «Комбинатская» Западно-Сибирской железной дороги после 12 лет составила около 70 % стоимости возведения нового здания [1, 2]. В то же время можно отметить, что здания ППС, которые эксплуа-

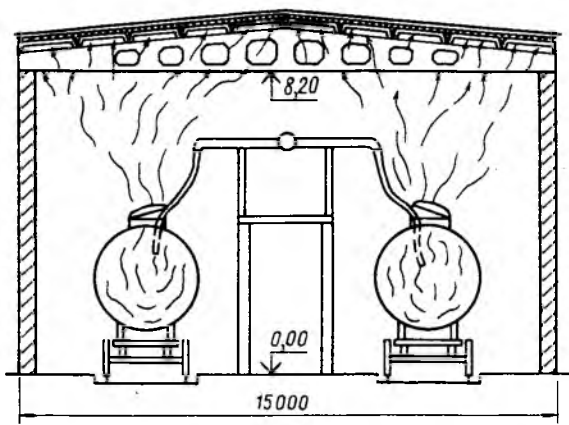


Рис. 1. Поперечный разрез промывочно-пропарочной станции (в период пропарки цистерн)

тируются в менее напряженном режиме, служат 20...30 лет.

Таким образом, вопрос прогнозирования срока службы железобетонных конструкций покрытий ППС, ППВ весьма актуален, особенно если учитывать огромную потребность в железнодорожных цистернах.

Опыт эксплуатации железобетонных ребристых плит покрытия показал, что в большинстве случаев их выход из строя обус-

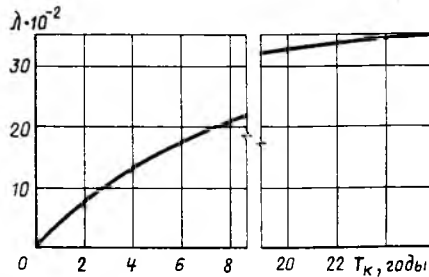


Рис. 2. Зависимость λ в продольных ребрах железобетонных плит покрытия ППС «Стенькино» от T_k

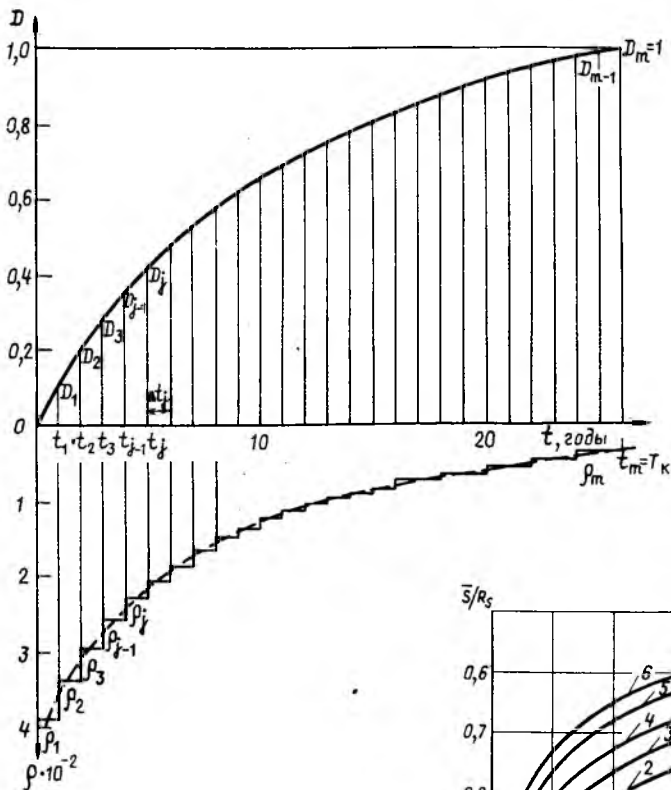


Рис. 3. Зависимость D от скорости коррозии арматуры ρ железобетонных плит покрытия ППС «Стенькино»

ловлен в первую очередь коррозией арматуры в продольных ребрах. Результаты обследований [1, 2] ППС в Рязани, Перми, Уфе, Сызрани свидетельствуют о необходимости оценки ресурса железобетонных ребристых плит покрытия, в первую очередь по корро-

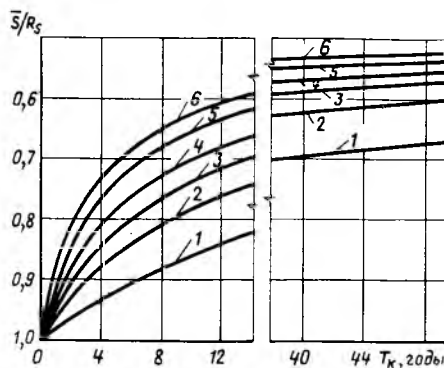


Рис. 4. Зависимость ресурса железобетонных плит покрытия ППС от уровня напряжений и скорости коррозии арматуры 1 — 0,5 n; 2 — n; 3 — 1,5 n; 4 — 2 n; 5 — 3 n; 6 — 4 n

зии арматуры в продольных ребрах.

Как известно, коррозия арматуры в воздушно-влажной среде начинается с карбонизации бетона, скорость которой определяют по известным формулам [3]. За начало отсчета времени T_k коррозии арматуры принимают срок полной нейтрализации бетона защитного слоя. Таким образом, построенная на основе фактических данных, по результатам обследований, кривая функции снижения площади поперечного сечения арматуры (в результате ее коррозии $d=18$ мм) при раскрытии трещин: поперечных $a_{срс}=0,05...0,4$ мм, продольных $a_l=0,2...2$ мм, подчиняется зависимости (рис. 2)

$$\lambda = \frac{T_k}{\frac{0,019 T_k + 0,24}{100}}, \quad (1)$$

где T_k — продолжительность эксплуатации конструкции с момента начала коррозии арматуры, годы; λ — степень коррозии арматуры, измеряется в долях от первоначальной площади поперечного сечения (до начала коррозии) арматуры.

В последнее время для количественной оценки коррозионных разрушений строительных конструкций предлагается рассматривать весь период разрушения конструкции зависящим от числа циклов воздействия агрессивной среды. Так, в работе [4] для прогнозирования ресурса бетона предлагается рассматривать механическое коррозионное разрушение как многоцикловый процесс. При этом можно записать зависимость (1), преобразованную для различных циклов воздействия пара и температуры в год

$$\lambda_{cor. j} = \frac{9,73 \cdot 10^{-3} T_{k,n}}{(1,03 \cdot 10^{-5} T_{k,n} + 0,24) d} \quad (2)$$

где d — диаметр арматуры, мм; n — число циклов в действии пара и повышенной температуры.

В источнике [5] изложены основные принципы расчета ресурса железобетонных конструкций с учетом фактора времени и внешних воздействий на конструкцию. Ресурс конструкции предлагается определять суммированием количества накопленных повреждений D под воздействием эксплуатационных факторов.

Скорость коррозии арматуры с течением времени изменяется в интервале времени Δt (рис. 3)

$$\rho_{cor. j} = \frac{\lambda_j - \lambda_{j-1}}{t_j - t_{j-1}} \quad (3)$$

За меру накапливаемых повреждений D принимают снижение площади поперечного сечения арматуры вследствие коррозии, и при напряжении S в арматуре

$$D = D_{j-1} + \frac{\rho_{cor,j} t}{1 - \frac{S}{R_s} \eta_0}, \quad (4)$$

где $t_{j-1} \leq t \leq t_j$; $j=1, 2, \dots, m$; D_{j-1} — накопленная мера повреждений ко времени $t=t_{j-1}$; η_0 — соотношение плеч внутренней пары сил: $\eta_0 \approx 0,95$ для прямоугольного сечения.

Скорость нарастания меры накапливаемых повреждений получается при дифференцировании выражения (4) по t

$$D = \frac{\rho_{cor,j}}{1 - \frac{S}{R_s} \eta_0} \quad (5)$$

При такой расчетной модели основное уравнение ресурса в соответствии с источником [5]

$$\int_{D_{j-1}}^{D_j} \frac{dD}{\int_{t_{j-1}}^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{\rho_{cor,j}}{1 - \frac{S}{R_s} \eta_0} f(s) ds dt} = 1, \quad (6)$$

где $f(s)$ — плотность распределения максимальных напряжений в арматуре.

Процесс расчета сводится к последовательному определению меры накапливаемых повреждений D_j ,

которая получается из решения уравнения (6)

$$D_j = \frac{t_j - t_{j-1}}{\alpha_{cor,j}} + D_{j-1}, \quad (7)$$

где

$$\alpha_{cor,j} = \frac{R_s - \eta_0 \bar{s}}{\rho_j R_s \left[1 + \frac{\eta_0^2 V_s^2}{\left(\frac{R_s}{\bar{s}} - \eta_0 \right)^2} \right]}$$

\bar{s} — средние напряжения в арматуре от нагрузки; V_s — коэффициент вариации напряжений в арматуре от нагрузок.

Если при $j=m$ окажется, что $D=1$, то срок службы $T_k = t_m$. Если при $j=m$ по формуле (7) $D_m > 1$, то необходимо конечную границу интервала времени приравнять к сроку службы, т. е. $D_j t_j = T_k$, тогда из полученного выражения

$$T_k = t_{m-1} + \alpha_{cor,j} (1 - D_{m-1}). \quad (8)$$

Прогнозируемый срок службы по признаку коррозии данной конструкции

$$T_{полн} = T_1 + T_k = 6 + 28 = 32 \text{ г.} \quad (9)$$

где T_1 — фактическое минимальное время сохранения пассивирующего действия бетоном защитного слоя плит покрытия ППС «Стенькино».

График на рис. 3 построен для плит покрытия при одном режиме эксплуатации ППС «Стенькино», т. е. при $n=1850$ циклов/г. Число циклов, т. е. режим эксплуатации ППС может измениться в

зависимости от потока цистерн, количества ППС в данном регионе и т. д. Для таких случаев построили кривые, отражающие срок службы конструкции (по коррозии арматуры) T_k в зависимости от напряжения \bar{s} или \bar{s}/R_s (рис. 4).

Изложенная методика позволяет прогнозировать срок службы железобетонных конструкций по признаку коррозии арматуры при воздействии агрессивной среды.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баширов Х. З., Жиров А. С. Обследование строительных конструкций производственных зданий вагонного хозяйства и пути повышения их долговечности // Повышение долговечности, эксплуатационных качеств и снижение материалоемкости зданий и сооружений для железнодорожного транспорта. — М.: МИИТ, 1983. — Вып. 737. — С. 74–91.
2. Жиров А. С., Силин В. С., Баширов Х. З. Повышение эксплуатационной надежности и долговечности зданий и сооружений вагонного хозяйства // Транспортное строительство. — 1987. — № 7. — С. 23–25.
3. Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. — М.: Стройиздат, 1976. — 204 с.
4. Гузеев Е. А., Борисенко В. М., Савицкий Н. В. Механоматематические методы прогнозирования долговечности железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1990. — № 3. — С. 17–18.
5. Чирков В. П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1990. — № 10. — С. 35–36.

Информация

УДК 624.012.45(083.75)

Задачи совершенствования отечественных норм по проектированию конструкций

Учитывая перспективу интеграции нашей страны в мировое сообщество, Национальные комитеты б. СССР ФИП и ЕКБ провели объединенную сессию, которая состоялась в Новополюцком политехническом институте в октябре 1991 г. с участием специалистов практически из всех регионов.

Доклады и сообщения ученых из 30 городов и десятков ведущих научно-исследовательских,

проектных и учебных организаций были посвящены совершенствованию отечественных нормативных документов по расчету и конструированию железобетонных конструкций с учетом норм ЕКБ-ФИП (редакция 1990 г., модель — код 90). Е. А. Чистяков и А. С. Залесов (НИИЖБ) на основе положений новой редакции указанных норм предложили направления изменения структуры СНИП 2.03.01—84. В отличие от тради-

ционного построения в новую редакцию норм ЕКБ-ФИП, над которой работали специалисты всех развитых стран мира, включены помимо расчетных положений рекомендации по организации производства и контроля качества. Таким образом, 14 разделов указанной редакции норм ЕКБ-ФИП содержат данные обо всех известных расчетных характеристиках и их соотношениях, например, связь между напряжениями и де-

формациями, рабочие диаграммы и принципы их использования, расчетные модели и связи напряжений и деформаций анкеровки, сцепления и сдвига, связи с местной нагрузкой. Значительное место уделено методам последующего натяжения арматуры на бетон (давление под анкерами и др.), перераспределению усилий. Впервые в зарубежные нормы включены известные в нашей стране особенности влияния растянутого бетона между трещинами, эффект продольной арматуры.

Расчеты представлены как в общем виде, так и детальными рекомендациями для конкретных элементов. Перечень предельных состояний дополнен новым состоянием по выносливости. В отличие от редакции 1978 г. в нормах МК-90 расширены разделы, посвященные преднапряженным конструкциям, анкеровке арматуры (со сваркой, без нее, внахлестку), предельным состояниям II группы, где кроме трещиностойкости и деформации рассмотрена новая для нас проблема — вибрация, а также рекомендации по оценке расстояния между трещинами для установления связи с напряжением и сцеплением арматуры, раскрытию трещин или ограничению напряжений.

Раздел по оценке долговечности не содержит расчетного аппарата, но включает требования и принципы, которые предлагаются при проектировании (учет вида бетона, способы защиты и др.). Не содержит формул и раздел с рекомендациями по возведению конструкций (принцип инспектирования, изготовления и хранения материалов и др.). Раздел контроля качества обращает внимание не только на отдельные элементы, но и на все здание в целом.

Последний раздел содержит подробные сведения и предложения, необходимые при использовании в процессе проектирования и изготовления сборных железобетонных конструкций (стыки и др.). Анализ перечисленных разделов показал, что несмотря на некоторые различия, иногда чисто внешние, с отечественными нормами, результаты сравнительных данных довольно близки.

Очевидно, что и наши отечественные нормы, а это предусматривалось авторами указанного документа, должны наряду с национальными особенностями находить-

ся с ними в определенной гармонии. Это будет возможно при создании норм нового поколения (действующие СНиП 2.03.84 мало изменены с 1975 г.— введены новые буквенные обозначения, система СИ, новое написание известных формул и рекомендаций). В связи с этим необходимо постепенно переходить на новые факторы запаса, на цилиндры вместо кубов и т. д. В зарубежных нормах аналогично широко используют для расчета балок, колонн и др. диаграммы материалов (в расчетах нормальных сечений и др.), дополнительные условия продавливания, расчет на сейсмические воздействия, отсутствующие в наших нормах по расчету железобетонных конструкций.

Докладчики считают, что в отечественных нормах следует использовать и расчетные положения по анкеровке арматуры, раскрытию трещин (в определенной степени — возврат к предложениям В. И. Мурашова) и, конечно, подходы к оценке долговечности, когда раскрытие трещин менее 0,3 мм не должно иметь дифференцированной регламентации.

Как известно, в отечественных нормах считается, что обычные конструкции — частый случай преднапряженных конструкций. В нормах ЕКБ-ФИП преднапряженные конструкции выделены в особый раздел, большое внимание уделено расчету конструкций с натяжением на бетон. В отечественных нормах необходимо эти конструкции рассмотреть более подробно, особенно конструкции без сцепления арматуры с бетоном. Кроме того, с расширением объема применения монолитных конструкций потребуются вновь ввести рекомендации по использованию вязаной арматуры, которые давно исключены из наших норм.

С. А. Мадатян изложил новые предложения по классам арматуры, их расчетным сопротивлениям, которые можно ввести в новую редакцию главы СНиП с учетом тенденций в нормах ЕКБ-ФИП и ведущих стран мира. Прежде всего — это значительное сокращение классов (в настоящее время в Нидерландах — один, в Японии — три), массовое применение арматуры с условным пределом текучести 450 МПа, что по оценкам позволило сэкономить до 10 % стали.

Докладчик считает, что в нормах следует сохранить лишь два класса арматуры с нормативным сопротивлением 400..420 и 600 МПа. Получают развитие новые виды периодического профиля стержневой арматуры (например, серповидный профиль), которые также имеют высокие пределы текучести и временного сопротивления при отсутствии концентраторов, что делает их более безопасными. Их изготовление снижает износ валков, поэтому более технологично для производителей.

За рубежом появилось нормирование рабочих диаграмм арматуры, соотношение σ_{02}/σ_b выше, чем у нас. В наших нормах отсутствует регламентация уровня релаксации напряжений в напрягаемой стержневой арматуре. Общий уровень производства всех классов арматуры стабилизировался: в США — 9, в странах Западной Европы — 14, в Японии — 11,8, в б. СССР — 12 млн. т в год; из них почти половина — класса А-III. В связи с этим эффективность применения арматуры можно получить только путем повышения ее несущих свойств.

К. В. Михайлов отметил несоответствие в отечественных нормах между требованиями по I группе предельных состояний и действительным поведением конструкции. В качестве дискуссионной проблемы докладчик предложил рассмотреть возможность при подготовке новой редакции СНиП 2.03.01 вести расчет конструкций по первому предельному состоянию, принимая за нормативное сопротивление мягкой стали физический предел текучести, а твердой — ее предел прочности; включать в нормы более подробные сведения об общих характеристиках арматурных сталей, которые будут влиять на совершенствование стандартов и технических условий на данную продукцию.

Н. В. Савицкий считает, что в отличие от норм ЕКБ-ФИП в новую редакцию отечественных норм могут быть включены не только рецептурные рекомендации по долговечности (наряду со СНиП 2.03.11—85), но и расчетный аппарат, в частности, на основе модели коррозионных полей с использованием имеющихся данных об изменении физико-механических свойств бетона при воздействии различных сред, учетом диаграмм, комплексного сечения железобе-

тонного элемента, карты коррозионного воздействия, распределения свойств материала (но при условии, что коррозия арматуры не происходит). Имеющиеся расчетные рекомендации для изгибаемых и других элементов следует использовать в нормах.

Е. А. Розовский предложил учитывать в нормах динамические воздействия путем оценки изменения расчетных свойств материалов в зависимости от числа повторных нагружений (частоты). Эти воздействия пока отражены в различных нормативных документах, причем с учетом эквивалентных статических нагрузок (коэффициент до 2). Необходимо объединить имеющиеся разрозненные данные в едином нормативном документе нового поколения.

Н. А. Маркаров остановился на учете в нормах технологии производства преднапряженных конструкций, в частности коэффициента динамичности при транспортировании и монтаже, потерь напряжений от перепада температур, тепловой обработки бетона, фактора времени и др. Новые результаты по этому вопросу можно учесть на основе действующей в СНиП 2.03.01—84 методики, включающей расчетную оценку трещиностойкости концевых участков при передаче усилия обжатия, учет взаимного влияния некоторых потерь напряжения от релаксации, перепада температур и ползучести, расчетное определение передаточной и отпусковой прочности бетона. В дальнейшем на основе нового подхода, когда воздействие преднапряженной арматуры рассматривается не по п. 4.5 действующих норм как передаваемое сразу на полную величину на бетон со стороны свободных участков, но как в системе, состоящей из арматуры, бетона конструкции и упоров стенда или формы — на протяжении всего периода изготовления. Такой подход отражает действительный технологический цикл и реальные условия доэксплуатационного периода, позволяет улучшать качество, экономить материалы (цемент, арматуру), прогнозировать надежность преднапряженных конструкций уже на этапе их проектирования.

А. П. Кудзис представил новые разработки по расчетной оценке надежности железобетонных конструкций, Л. Л. Лемыш — возможные границы перераспреде-

ния усилий при расчете рамных каркасов. Интересные сообщения по расчету на местное действие нагрузки (смятие, продавливание) сделали Б. С. Соколов и К. Э. Эрмуханов. О новых результатах расчетных оценок на действие поперечных сил, которые можно включить в нормы, доложил Ю. А. Климов. О расчете коротких железобетонных элементов сообщила Т. И. Баранова. А. Е. Солдатов изложил новые особенности расчета по I и II группам предельных состояний, которые должны быть учтены при расчете перекрытий каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях. М. А. Янкелевич представил рекомендации, которые можно использовать при пересмотре норм. Было также предложено учитывать в нормах расчета конструкции, твердеющие при изготовлении под давлением (Г. В. Мурашкин), особенности расчета гибких преднапряженных балок (А. И. Боровиков), даны новые конструктивные решения, используемые в жилищном строительстве (Т. М. Пецольд).

Участники сессии наметили следующие проблемы, на которых необходимо сосредоточить внимание при разработке новых отечественных норм по проектированию железобетонных конструкций с целью их гармонизации с нормами ЕКБ-ФИП: расчетные характе-

ристики материалов, диаграммы деформирования бетона и арматуры, расчетные модели для оценки прочности и деформативности линейных элементов, модель сечений и стержневая модель, короткие элементы, долговечность, расчетные и конструктивные методы, динамические и повторные нагрузки, надежность, преднапряженные конструкции с арматурой, не имеющей сцепления с бетоном (с натяжением на бетон), монолитные и сборно-монолитные конструкции, новые профили и анкеровка арматуры.

Н. А. Маркаров сообщил о работе НК. б. СССР ФИП в 1991 г. и о предстоящих международных форумах ФИП: в мае 1992 г. — в Будапеште (Венгрия), в 1993 г. — в Киото (Япония) и в 1994 г. — XII Международный конгресс ФИП в Вашингтоне.

Участники сессии заслушали сообщение постоянного представителя нашей страны в Совете ФИП Т. И. Мамедова о создании российской ассоциации ФИП-ЕКБ (учредители — НИИЖБ, ВНИИ-железобетон и др.). Единогласным решением сессия учредила ассоциацию ФИП-ЕКБ.

*Н. А. МАРКАРОВ, д-р техн. наук, проф.
ученый секретарь
Национального комитета б. СССР
ФИП-ЕКБ;
В. Д. ГРИНЕВ, канд. техн. наук
(Новополоцкий политехнический ин-т)*

Вниманию авторов!

Журнал «Бетон и железобетон» имеет возможность осуществлять срочные публикации научно-технических статей, в том числе рекламного характера, с оплатой (перечислением Стройиздату) за счет заинтересованных организаций и частных лиц. Повышенный гонорар авторам публикаций гарантируется.

Телефоны для справок: 292-41-34, 292-62-05.

УДК 69.003.1(438)

Новые тенденции в развитии строительства в Польше

Последние 2—3 года народное хозяйство Польши характеризуется переходом экономики на рыночные отношения и началом процесса интеграции с хозяйством стран ЕЭС. Эти процессы естественным образом затронули отрасль строительства и промышленность строительных материалов.

Основными особенностями данного периода развития являются появление строительного рынка и конкуренции, децентрализация управления строительством, заметный рост индивидуального жилого и маломасштабного промышленного и сельскохозяйственного строительства, возведение престижных жилых и административных зданий повышенной комфортности и т. д.

Появление конкуренции на внутреннем рынке, а также перспектива соперничества с европейскими строительными фирмами и организациями со всей остротой поставили вопросы повышения качества строительных материалов, конструкций и производства работ. В Польше создано Центральное Бюро по качеству продукции, которое после соответствующей инспекции аккредитует отраслевые испытательные лаборатории, выдает им официальные регистрационные удостоверения и право на работы по контролю качества в конкретных областях. Информация об этом публикуется в открытой печати для всех заинтересованных лиц и организаций.

Польские испытательные лаборатории объединены в добровольный национальный клуб лабораторий «Поллаб», который ведет научно-методическую и организационную работу, проводит тематические семинары и учебные курсы, ставит конечной целью вступление в Европейский клуб лабораторий «Евролаб» в качестве коллективного члена.

Аккредитованные лаборатории стран-членов ЕЭС, входящие в «Евролаб», взаимно признают ре-

зультаты сертификации качества продуктов, изделий и материалов, что намного облегчает и упрощает экспорт и импорт продукции в рамках ЕЭС. Исходя из этого, перед польскими лабораториями ставится задача получения в возможно короткий срок аккредитации от соответствующих органов ЕЭС.

Головной научной организацией в области строительства в Польше является Институт строительной техники ИСТ, структурные подразделения которого активно включились в решение проблем повышения качества строительства и в реализацию аккредитации лабораторий. В институте в Варшаве и его филиалах в Гливице и Катовицах трудится около 500 чел. Основной его задачей является создание научной базы государственной политики в области строительства путем разработки строительных норм, стандартов и рекомендаций по следующим направлениям: надежность и долговечность зданий, пожарная безопасность, сохранение энергии, жилищная и городская акустика, защита от увлажнения, химической и биологической коррозии материалов и конструкций, методы диагностики зданий, свойства некоторых основных материалов (бетона, отделочных материалов и т. п.).

Институт проводит апробацию и утверждает технические паспорта на новые строительные материалы, изделия и технологии, дает разрешения на использование в Польше импортных строительных материалов и изделий, контролирует соответствие техническим паспортам изделий заводского изготовления и возводимых на строительной площадке конструкций. Специалисты института проводят обследования зданий и сооружений, контролируют влияние индустрии строительства на окружающую среду. Много времени уделяется экспертизам и техническим консультациям для проектировщиков, изготовителей, подрядчиков и контракторов,

организации кратко- и долгосрочных курсов для специалистов строительных лабораторий, проведение национальных и международных конференций и симпозиумов.

Руководство института считает, что проведение конкретных исследований и разработок по созданию новых и модернизации существующих технологий должно осуществляться преимущественно силами специализированных центров или фирм-разработчиков, но не силами ИСТ, основная цель которого — формирование государственной политики в области строительства и проведение высококвалифицированных консультаций.

Институт изготавливает прототипы нового испытательного оборудования и головных образцов новых конструкций и материалов, проводит и участвует в национальных и международных выставках, в работе нескольких международных организаций по строительству: МСС, РИЛЕМ, ИСО, в комитете по строительству при экономической комиссии ООН для Европы и т. д.

В настоящее время ИСТ создает национальную систему обеспечения качества в строительстве, используя для этого подготовленные комитетом ИСО/ТК 176 «Обеспечение качества» серии международных рекомендательных документов, в том числе: ИСО—9000. Управление качеством и нормы по обеспечению качества; ИСО—9001. Система качества. Модель обеспечения качества в проектировании и разработках; ИСО—9002. Система качества. Модель обеспечения качества в изготовлении, монтаже и эксплуатации; ИСО—9003. Система качества. Модель обеспечения качества в заключительных проверках и инспекциях; ИСО—9004. Управление качеством и элементы системы качества. Рекомендации.

Особенностью европейских норм и стандартов, как и вновь разрабатываемых польских документов, является добровольность, а не обязательность их применения, исключая конкретные области, связанные непосредственно с безопасностью для жизни и здоровья людей.

Начата работа по подготовке к аккредитации испытательных лабораторий ИСТ. В течение 1991 г. подготовлены проекты соответ-

ствующих рекомендаций с использованием европейских норм: ЕН 45001. Общие принципы деятельности испытательных лабораторий; ЕН 45002. Общие принципы оценки испытательных лабораторий; ЕН 45003. Общие принципы аккредитации испытательных лабораторий.

В качестве конкретного примера использовали национальные нормативные документы по аккредитации лабораторий в Великобритании, разработанные на основе европейских норм ЕН в 1989 г. британской

службой аккредитации НАМАС.

В ИСТ подготовлена типовая документация, регулирующая отношения заказчиков и исполнителей в ходе выполнения работ по контролю качества и сертификации изделий, по документальному оформлению процесса испытаний, представлению его результатов и хранению отчетности. В процессе разработки находится документация, содержащая требования к испытательному оборудованию, лабораторным помещениям и квалификации персонала. В Польше осознают

стоимость, трудоемкость и психологические аспекты всей этой работы.

Вступление нашей страны на рельсы рыночной экономики, стремление к общеевропейской интеграции в ближайшем будущем поставят и перед отечественной строительной практикой подобные задачи. В этом отношении опыт Польши и своевременный его учет могут оказаться весьма полезными и поучительными.

*В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ,
канд. техн. наук*

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.073

Семченков А. С., Десятник Е. И. **Совершенствование 12-метровых плит 2Т** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 2—4.

Отмечены конструктивные и технологические преимущества плит 2Т. Для улучшения конструкции предложено полки в плитах 2Т шириной 3 м делать вутвыми, снижать вес плиты до 5...6 т благодаря расчленению плит 2Т на балки Т или уменьшения ширины плит 2Т до 1,5 м, а также устраивать подрезки ребер на опорах, чтобы опирать на ригели под пустотные и ребристые плиты.— Ил. 4.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.073:69.057.12—413

Грановский А. В. **Распределение усилий между элементами комбинированного стыка в крупнопанельном здании** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 5—6

Представлены результаты экспериментальных исследований прочности комбинированных стыков при соотношении контактной и платформенных зон 1:1 и проанализированы факторы, влияющие на их несущую способность. Дано сравнение результатов эксперимента и расчета по ВСН 32—77 и указаны способы устранения расхождений. Полученные данные рекомендуются для использования в проектной практике.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 691.322.621

Селиванова В. И., Жарычева Г. А. **Эффективность и надежность бетонов при повышенных расходах активированных крупных заполнителей** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 6—7
Изложены результаты заводской технологии изготовления плит междуэтажных перекрытий на активированном щебне, по сравнению с обычной технологией. В результате экспериментов выявлено, что основной причиной появления околлов и трещин на плитах оказался повышенный расход активированного щебня до 1460 кг/м³. Доказана нецелесообразность применения активированных крупных заполнителей.— Табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 620.19.33

Пирадов А. Б., Гвелесиани Л. О., Пирадов К. А. **Развитие трещин в бетонных и железобетонных элементах при циклическом нагружении** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 7—8

Приведены разработанные с позиций механики разрушения расчетные формулы для определения длины и ширины раскрытия усталостных трещин в бетонных и железобетонных элементах. Сопоставление теоретических и полученных из эксперимента значений параметров трещин показало их хорошее совпадение.— Ил. 2, табл. 2.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 691.87:693.554:539.3/.4

Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш., Петренко Ю. В. **Трещиностойкость и прочность концевых участков преднапряженных элементов с канатной арматурой** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 13—15

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований по изучению условий предотвращения продольных трещин раскалывания по концевым участкам в преднапряженных элементах, армированных канатной арматурой. Установлено влияние на трещиностойкость концевых участков косвенного армирования, предельной прочности бетона, преднапряжения в арматуре, толщины защитного слоя бетона. Предложены расчетные зависимости по определению напряжения образования продольных трещин и площади поперечного сечения косвенной арматуры, приведены условия трещиностойкости концевых участков.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.072.2:539.4

Ашкинадзе К. Г. **Практический метод расчета прочности железобетонных стен и балок по наклонным сечениям** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 15—17.

Предложен практический метод расчета прочности железобетонных стен и балок при действии сдвигающих усилий совместно с усилиями изгиба и сжатия, основанный на рассмотрении физических реальных условий равновесия, совместности деформаций бетона и арматуры и прочности бетона сжатой зоны. Сопоставление с опытными данными показало хорошее соответствие как для балочных, так и для стеновых элементов.— Ил. 3.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 693.54.002

Федулов В. С. **Типовое проектирование бетоносмесительных цехов и складов цемента** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 17—19

Приведены действующие типовые проекты бетоносмесительных цехов, разрабатываемые типовые проекты склада цемента. Изложена суть переработки проектов и направления работы Гипростроммаша по этой тематике.— Ил. 4.

УДК 691—462:666.657.205

Топильский Г. В., Мелихов В. И., Корецкий В. П. **Влияние кольматирующих ВПС на качество защитного покрытия труб** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 21—23

Предложены вододисперсные кольматирующие составы для снижения водопоглощения набрызг-бетона и повышения коррозионной стойкости железобетонных труб. Кольматирующие ВПС на основе мягких парафинов и петролатума снижают водопоглощение бетона в 5...10 раз, влагопотери в 3...6 раз, проницаемость по иону хлора — в 4...5 раз.— Табл. 4.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 679.69:620.193.8:627.691.327

Гончаров В. В., Рожанская А. М. **Влияние добавок на коррозионную стойкость строительных растворов в техногенных средах** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 23—25

Приведены результаты исследования стойкости составов строительных растворов в стерильных жидких средах (контроль) и средах, зараженных бактериями различных эколого-трофических групп. Предложена методика, позволяющая оценивать раздельно действие питательной среды и микроорганизмов на строительные растворы.— Ил. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.45

Чирков В. П., Кардангушев А. Н. **Ресурс железобетонных плит покрытия железнодорожных зданий** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 5.— С. 25—27

Проанализированы условия эксплуатации железобетонных конструкций железнодорожных зданий, предназначенных для очистки цистерн от остатков нефтепродуктов. Приведены результаты экспериментальных исследований по коррозии арматуры в плитах покрытия. Разработана методика расчета ресурса железобетонных плит по причине коррозии арматуры.— Ил. 4.— Библиогр.: 5 назв.

CONTENTS

- Semtchenkov A. S., Desjatnik E. I.* Improvement of 12-metres slab 2T
- Granovskij A. A.* Distribution of efforts between elements of combined joint in a large panel building
- Selivanova V. I., Zharytcheva G. A.* Efficiency and durability of concretes when is increased a consumption of activated coarse aggregates
- Nurmiev G. N.* Apartment and public buildings from precast gasash concrete
- Piradov A. B., Gvelesiani L. O., Piradov K. A.* Development of cracks in concrete and reinforced concrete elements under cyclic loading
- Markarov N. A., Sharipov R. Sh., Petrenko Yu. V.* Crack resistance and strength of the end sections of prestressed elements with a cable reinforcement
- Ashkinadze K. G.* Practical method of calculation of reinforced concrete walls and beams according the oblique sections
- Phedulov V. S.* A type designing of concrete-mixing departments and cement storehouses
- Koroleuv K. M., Galkina T. Yu.* A real volume of output of construction mixes from mixing units
- Topilskij G. V., Melikhov V. I., Koretskij V. P.* Influence of colmating VPS on quality of protective covering of pipes
- Gontcharov V. V., Rozhanskaja A. M.* Influence of admixtures on corrosive strength of building mortars in technogene media
- Tchirkov V. P., Kardangushev A. N.* Resource of reinforced concrete slabs of covering for railway buildings
- Markarov N. A., Grineuv V. D.* Problems of improvement of national norms of designing of structures
- Trambovetskyj V. P.* New trends in development of construction of Poland

CONTENU

- Semtchenkov A. S., Dessjatnik E. I.* Le perfectionnement de dalles de 12 mètres 2T
- Granovsky A. A.* La distribution des efforts parmi les éléments du joint combiné dans le bâtiment en gros panneaux
- Selivanova V. I., Zharytcheva G. A.* L'efficacité et la durabilité des bétons quand la consommation des agrégats gros activés est élevé
- Nourmiev G. N.* Les bâtiments d'habitation et publics en gaz-béton préfabriqué
- Piradov A. B., Gvelessiani L. O., Piradov K. A.* Le developpement des fissures dans les éléments en béton et en béton armé sous le chargement cyclique
- Markarov N. A., Charipov R. Ch., Petrenko Yu. V.* La résistance à la fissuration et la durabilité des secteurs finaux des éléments précontraints avec des armatures en câbles
- Achkinadzè K. G.* La méthode pratique de calcul de la résistance des murs et des poutres en béton armé d'après les section obliques
- Phedoulou V. S.* L'élaboration des projets-types des ateliers des mélangeurs à béton et des entrepôts de ciment
- Koroleuv K. M., Galkina T. Yu.* Le volume réel de rendement des mortiers de construction par les agrégats-mélangeurs
- Topilsky G. V., Melikhov V. I., Koretsky V. P.* L'influence des VPS colmatants sur la qualité de recouvrement protectifs des conduites
- Contcharov V. V., Rozhanskaja A. M.* L'influence des adjuvants sur la résistance à la corrosion des mortiers de construction dans les milieux technogènes
- Tchirkov V. P., Kardangouchev A. N.* Le resource des dalles de recouvrement des bâtiments des chemins de fer
- Markarov N. A., Grineuv V. D.* Les problems de perfectionnement des normes nationales pour l'élaboration de projets des structures
- Trambovetsky V. P.* Les nouvelles tendances dans le developpement de la construction en Pologne

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 (главный редактор), 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 11.02.92. Подписано в печать 27.03.92. Формат 60×90 1/8. Печать офсетная.
Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92.
Уч.-изд. л. 5,41. Тираж 8169 экз. Заказ 5393. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р.,
цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Калаяевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации
142300, г. Чехов Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Инженерный центр НИИЖБ

совместно с рядом
машиностроительных предприятий
приступил к освоению гаммы бетоносмесителей
принудительного действия (лотковых одновальных),
используемых для приготовления тяжелых, легких,
цементно-песчаных, арболитовых, фибробетонных
и других смесей
практически любой удобоукладываемости
по ГОСТ 7473-85
со следующими характеристиками:

- вместимость 10/15 л, мощность двигателя 1 кВт, масса не более 40 кг — предназначен для приготовления смесей для контрольных образцов
- вместимость 33/50 л, мощность двигателя 3 кВт, масса не более 150 кг — для приготовления смесей для контрольных образцов, а также при ремонтных работах небольшого объема
- вместимость 65/100 л, мощность двигателя 4 кВт, масса не более 320 кг — для приготовления смесей, используемых при производстве мелкоштучных изделий и на ремонтных работах
- вместимость 165/250 л, мощности двигателей 5,5 и 2,2 кВт, со скиповым подъемником, масса не более 1500 кг — для приготовления смесей на небольших предприятиях по выпуску мелкоштучных изделий и на ремонтных работах
- вместимость 1000/1500 л, мощность двигателя 37 кВт, масса не более 4500 кг — является встроенным оборудованием бетоносмесительных цехов заводов сборного железобетона, а также заводов товарного бетона

*За справками обращаться в НИИЖБ по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, лаб. № 24
или по телефонам:
174-83-42, 174-88-25, 174-83-80.*

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский
и технологический институт бетона и железобетона

НИИЖБ

Предлагает
проектно-конструкторским институтам
и промышленным предприятиям

ТЕХНОЛОГИЮ ПРОИЗВОДСТВА ВЫСОКОПРОЧНЫХ И ДОЛГОВЕЧНЫХ БЕТОНОВ И КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ УНИКАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

На обычных материалах с использованием
микрокремнезема и суперпластификатора С-3 вы
получите бетоны со следующими свойствами:

- сверхвысокопрочные (прочностью до 100 МПа);
- сверхплотные (проницаемостью не менее 18 атм);
- долговечные (морозостойкие и сульфатостойкие);
- экономию до 50 % цемента и продолжительности
тепловлажностной обработки.

НИИЖБ берет на себя комплекс мероприятий:

- предоставляет технологическую и проектную
документацию
- поставку микрокремнезема и суперпластификатора
С-3
- помощь в освоении технологии производства
изделий

**МЫ ГАРАНТИРУЕМ КАЧЕСТВО ВАШЕЙ
ПРОДУКЦИИ**

109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ,
Лаборатория химических добавок
тел. 171-05-73, 174-82-04, 170-53-01